



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHIAPAS

Facultad de Ingeniería

Campus I

Coordinación de Investigación y Posgrado



**COMPARATIVA ENTRE EL MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SÍSMICO
ESTÁTICO Y EL MÉTODO SÍSMICO DINÁMICO; EMPLEANDO ANÁLISIS
COMPUTACIONAL TRIDIMENSIONAL CASO DE ESTUDIO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA
CON FORMACION EN CONSTRUCCION**

P R E S E N T A

ING. ISIDRO OCAÑA LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. JUAN JOSE CRUZ SOLIS

TUXTLA GUTIERREZ, CHIAPAS, MARZO 2020



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
06 de marzo del 2020
Oficio F.I. 01.199/2020

Ing. Isidro Ocaña López
Alumno de la Maestría en Ingeniería con
Formación en Construcción
Universidad Autónoma de Chiapas
P R E S E N T E

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: **"Comparativa entre el método simplificado de análisis sísmico estático y el método sísmico dinámico; empleando análisis computacional tridimensional caso de estudio"** para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del grado.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

"POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR"

Dr. Arcadio Zebadúa Sánchez
Encargado de dirección



DIRECCIÓN DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

C.c.p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado
C.c.p. M.I. Fredy Humberto Caballero Rodríguez. Coordinador de la Maestría en Ingeniería
C.c.p. Archivo/Minutario
AZS/DEC/amj

Tels. (961) 617-80-00 ext. 1562 (961) 615-03-22. www.ingenieria.unach.mx

Boulevard Belisario Domínguez, Km 1081, Sin Número. | Terán Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. México. C.P. 29050. | www.unach.mx

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a 06 de diciembre de 2019

Dr. Arcadio Zebadúa Sánchez

Encargado de la dirección

Facultad de Ingeniería

Universidad Autónoma de Chiapas

Por este medio me permito informar a usted, que he concluido con la dirección de tesis titulada: *Comparativa entre el método simplificado de análisis sísmico estático y el método sísmico dinámico; empleando análisis computacional tridimensional. Caso de estudio*, que, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con formación en Construcción, ha desarrollado el **C. Isidro Ocaña López**, por lo que doy mi voto aprobatorio para que pueda seguir con los trámites correspondientes.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

Atentamente

A handwritten signature in dark ink, appearing to be 'JCS', written over a horizontal line.

Dr. Juan José Cruz Solís

Director de tesis

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a 06 de diciembre de 2019

Dr. Arcadio Zebadúa Sánchez

Encargado de la dirección

Facultad de Ingeniería

Universidad Autónoma de Chiapas

En nuestra calidad de sinodales del examen de grado de Maestría en Ingeniería con formación en Construcción del **C. Isidro Ocaña López**, nos permitimos manifestarle la aceptación del trabajo de tesis titulado *Comparativa entre el método simplificado de análisis sísmico estático y el método sísmico dinámico; empleando análisis computacional tridimensional. Caso de estudio*

Quedamos enterados de que formaremos parte del jurado del examen de grado, en la fecha y hora que se nos comunicará posteriormente

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

Atentamente



Dr. Juan José Cruz Solís

Director de tesis



Dr. Alexander López Morales

Asesor de tesis



M.I. Gabriel Sánchez Rodríguez

Asesor de tesis

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme llegar a esta etapa de mi vida.

A mi esposa Maribel por apoyarme y no dejarme vencer.

A mis hijos, Héctor Eduardo, Rodrigo Andrés, Yutzil Guadalupe, por su apoyo incondicional.

A mis padres y hermanos por estar siempre conmigo.

A mi director de tesis, por su conocimiento brindado en la elaboración de este trabajo.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	4
LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	4
1.1. Prehistoria	4
1.2. Inicio de la historia: Sumeria	5
1.3. Mesoamérica	5
1.4. Egipto y Grecia.....	6
1.5. Roma.....	7
1.6. Del siglo V al siglo XIX	9
CAPÍTULO 2.....	12
MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS	12
2.1. Materiales.....	12
2.1.1. Unidades o piezas	12
2.1.2. Piedras artificiales	12
2.1.3. Piezas macizas y huecas	14
2.1.4. Mortero.....	15
2.1.5. Acero de refuerzo.....	17
2.1.6. Concreto	19
2.2. Propiedades mecánicas del conjunto pieza-mortero.....	19
2.3. Resistencia a compresión diagonal.....	20
2.4. Sistemas constructivos.....	21
2.4.1. Muros confinados	21
2.4.2. Importancia de los castillos y su refuerzo transversal	23
2.5. Sistemas de piso	24
2.6. Losa Maciza (Trabajo bidireccional).....	24
2.7. Comportamiento mecánico de la mampostería	25
2.7.1. Comportamiento mecánico de la mampostería confinada	25
2.7.2. Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión.....	27

2.7.3. Comportamiento mecánico de la mampostería bajo tensión diagonal	29
2.7.4. Comportamiento de la mampostería confinada ante cargas laterales	30
CAPÍTULO 3.....	33
ANALISIS SISMICO.....	33
3.1. Aspectos a considerar en el diseño de estructuras de mampostería en zona sísmica	33
3.1.1. Influencia de las aberturas en la rigidez lateral de la estructura	33
3.1.2. Influencia de las aberturas en la distribución de fuerzas cortantes	33
3.2. Condiciones de regularidad.....	34
3.2.1. Estructuras regulares.....	34
3.2.2. Estructuras irregulares	35
3.2.3. Estructuras fuertemente irregulares	35
3.3. Elección del tipo de análisis	36
3.4. Método sísmico simplificado	36
3.4.1. Importancia de la configuración estructural	36
3.4.2. Densidad de muros	36
3.4.3. Configuración en planta.....	37
3.4.4. Distribución asimétrica de muros en planta.....	38
3.4.5. Continuidad de todos los muros en elevación.....	38
3.4.6. Aplicación del método sísmico simplificado	38
3.5. Método sísmico estático.....	40
3.5.1. Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura (T_{e0})	42
3.5.2. Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental de la estructura (T_{e0})	43
3.6. Método sísmico dinámico	44
3.6.1. Análisis modal espectral	44
CAPITULO 4.....	46
PROYECTO ARQUITECTONICO.....	46
4.1. Descripción del proyecto	46
4.2. Análisis de carga del modelo en estudio.....	49

4.3.	Desarrollo del cálculo del método simplificado de análisis por carga gravitacional	50
4.4.	Desarrollo del cálculo del método simplificado de análisis por carga sísmica.....	54
4.5.	Obtención del espectro de diseño	55
4.6.	Desarrollo del cálculo del método estático sin estimar el periodo fundamental de la estructura	61
4.7.	Análisis de cargas	62
4.8.	Obtención de fuerzas laterales	63
4.9.	Desarrollo del cálculo del método estático estimando el periodo fundamental de la estructura	76
4.10.	Análisis de cargas	77
4.11.	Obtención de fuerzas laterales	78
4.12.	Desarrollo del cálculo del método dinámico.....	95
4.13.	Análisis de cargas	95
4.14.	Desarrollo del cálculo dinámico en software especializado	96
4.15.	Mallas de alambre soldado.....	108
Conclusiones		110
Recomendaciones		111
REFERENCIAS		112

RESUMEN

El diseño estructural está ligado a reglamentos y normas de construcción, estos cambian frecuentemente a medida que se incorporan nuevos conocimientos y nuevas técnicas asimismo se utilizan los métodos simplificados de análisis y método estático como el más tradicional y conservador que existe hasta hoy en día.

Esta investigación pretende hacer una comparativa entre estos métodos y el método dinámico 3D. Con los cuales se pretende obtener las bondades de utilizar el software que el avance tecnológico nos proporciona en la actualidad.

Cualquier proyecto de estructuras, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado. En la etapa de creación del modelo, se representa la estructura real por medio de una construcción simplificada de los elementos que la conforman; es muy importante que se entienda el comportamiento de éstos a fin de evitar que se utilicen más elementos de los que se necesitan mediante refinamientos innecesarios que retrasan el análisis.

Posteriormente a la fase de modelaje, se deben determinar y analizar los esfuerzos y deformaciones en la estructura para ello se utilizan técnicas de análisis matricial de estructuras y análisis por el método de rigideces y elementos finitos, los cuales involucran una gran cantidad de cálculos numéricos, de modo que es imprescindible utilizar algún programa de cómputo.

En vista de la importancia que tienen actualmente estos programas en el análisis de estructuras, se desarrollará en este trabajo las capacidades de los softwares, orientados al análisis y diseño de edificios de mampostería confinadas de mediana altura.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Antes del desarrollo de los programas de análisis estructural, los ingenieros analizaban los edificios como un conjunto de pórticos planos empleando métodos aproximados como el del portal, voladizo, etc., utilizando para las operaciones numéricas reglas de cálculo o calculadoras de mano y en muchos casos plantillas en programas de computadora (Excel).

Actualmente, los programas de análisis y diseño de estructuras permiten realizar rápidamente la creación del modelo a través del dibujo de un conjunto de objetos que poseen

propiedades (dimensión, material, sección transversal, etc.) y que representan a los elementos de la estructura dirigidas a establecer criterios que permitan identificar y cuantificar los efectos introducidos por la irregularidad de los edificios en su respuesta estructural ante las diferentes acciones a la que es sometida.

JUSTIFICACIÓN Y RESULTADOS

Los resultados obtenidos a partir del método de análisis simplificado y estático son comparados con aquellos obtenidos a partir del análisis dinámico 3D, el método estático aproxima con suficiente precisión los resultados obtenidos con el AD3D. Los resultados del análisis pueden ser mostrados en pantalla a través de gráficos, tablas y funciones, o de manera impresa, a través de archivos de texto. De manera gráfica, es posible mostrar las reacciones en la base, las fuerzas internas en los objetos de línea y la representación de la distribución de fuerzas y esfuerzos en los objetos de área y volumen.

De manera tabular, es posible mostrar los desplazamientos, rotaciones y reacciones en los nudos, las fuerzas internas en los elementos, los modos de vibrar del edificio, etc. Con la información relacionada a las restricciones, grados de libertad, masa de los elementos, períodos y frecuencias modales, factores de participación modal, porcentaje de masa de participación modal, etc., se puede generar un archivo de texto que podrá ser visualizado de manera impresa.

FUNDAMENTO TEÓRICO

La finalidad es obtener información sobre las bondades de los métodos y sus limitantes probar que el método simplificado, en algunos casos, no aproxima con suficiente precisión los resultados obtenidos con el análisis estático y el dinámico 3D.

También será factible determinar la aproximación de los resultados del método sísmico estático y el método de análisis dinámico 3D aplicado a estructuras regulares indicando la insuficiencia del modelo simplificado que está implícito en las técnicas clásicas.

La presente investigaciones es dirigida a establecer criterios que permitan identificar y cuantificar los efectos introducidos por la irregularidad de los edificios en su respuesta estructural ante diferentes acciones sísmicas a la que es sometida.

OBJETIVO GENERAL

Comparar los tres tipos de métodos para análisis de estructuras los cuales son Método de Análisis Sísmico Simplificados, Método Estático y el Método Dinámico 3D para este trabajo utilizaremos el análisis Modal Espectral. Para el análisis de edificios de mampostería confinada de mediana altura como representativo utilizaremos un edificio de 4 niveles que nos servirá para determinar las bondades y limitaciones entre los métodos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar la necesidad de adoptar las nuevas herramientas de cálculo, aprovechando los softwares que el avance tecnológico nos proporciona al modelar los edificios en estudio con las variables propuestas dentro de la reglamentación vigentes que se tiene.

METODOLOGÍA

1. Se realizará el análisis de un edificio de mampostería confinada de mediana altura con el análisis tradicional como lo es el método sísmico simplificado, posteriormente se realiza el análisis con el método estático y dinámico, finalmente se efectúa una comparación entre los métodos empleados.

Los procedimientos a utilizar se resumen en los pasos siguientes:

1. Realizar el análisis de un edificio de 4 niveles que tiene la forma regular por el método de análisis estático simplificado, sísmico estático y sísmico dinámico.
2. Obtención de las cargas unitarias.
3. Elaboración del modelo en software comercial.
4. Definir las unidades, materiales y propiedades de los elementos Shell.
5. Definición de patrones de carga, estados de cargas y combinaciones de acuerdo a normativa.
6. Introducir los pesos obtenidos de un análisis de carga al programa de CFE PRODISIS, este paso lo aplicamos para el método Estático.
7. Cargar el modelo con las fuerzas obtenidas en el paso anterior.
8. Correr el programa.
9. Comparación de resultados.
10. Realizar los pasos 2 al 5 para el caso Dinámico omitiendo los pasos 6 y 7, seguido a esto corremos el programa y comparamos resultados.

CAPÍTULO 1

LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

1.1.Prehistoria

El hombre en su necesidad de guarecerse de las inclemencias del tiempo, busco refugios naturales, como las cavernas, y a través de la observación noto que podía apilar maderas, piedras e inclusive amontonar tierra y sobreponer algún material que lo protegiera del sol y la lluvia; observo que las cosas eran más resistentes si la parte de abajo era mucho más gruesa con respecto a la parte superior y de ahí nació la idea de hacer sus construcciones más robustas, mientras se daba el cambio a no solamente juntar y acomodar los materiales sino también a como pegar los mismos, de ahí el invento de la mampostería que viene de la palabra mampuesto de mano y puesto, que se refiere a la piedra sin labrar que se puede colocar con la mano.

El proceso inmediato en el desarrollo de la mampostería debió ser la utilización del mortero de barro, el cual permitió no sólo apilar, sino acomodar o asentar con más facilidad, y a mayor altura, las piedras irregulares naturales. Este paso se dio, seguramente, cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas. Existen varios vestigios de poblados prehistóricos contruidos con piedras asentadas con barro desde las Islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Hüyük, en Anatolia; también, el mismo sistema constructivo, fue empleado en otro lugar distante y unos 10,000 años después, por los incas en Ollantaytambo (Fig. 1.1), cerca del Cusco, donde quedan construcciones importantes, con muros de piedra natural asentada con mortero de barro y techos de rollizos de madera cubiertos con una gruesa capa de paja.



Figura 1.1 Ollantaytambo. Cusco, Perú. Fuente: (www.sobre-peru.com)

La unidad de mampostería fabricada por el hombre a partir de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares donde esta última no podía encontrarse. El vestigio más antiguo se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó, en el Medio Oriente. La unidad de barro tiene la forma de un gran pan, fabricada a mano y secada

al sol; su peso es de unos 15 kg, y en ella aún se notan las huellas del hombre que la elaboró. Las unidades de barro formadas a mano se han encontrado en formas diversas y no siempre muy lógicas; estas unidades se encuentran en muros construidos en Mesopotamia, con una antigüedad de 7,000 años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, con una antigüedad de 5,000 años.

1.2.Inicio de la historia: Sumeria

El primer templo de forma sumeria fue edificado en la ciudad de Uruk (2 900 a.C.). En las excavaciones arqueológicas practicadas allí aparecen los cimientos de construcciones verdaderamente monumentales, una colina artificial y el prototipo del zigurat o torre escalonada, el cual era indispensable en un templo sumerio. Este primer zigurat está enteramente construido con adobes unidos con capas de betún.

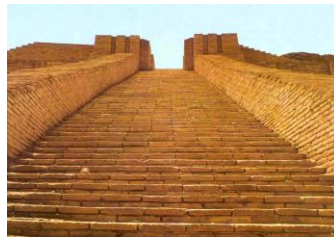


Figura 1.2 Templo Zigurat (fuente:<https://sobrehistoria.com>)

1.3.Mesoamérica

El ladrillo cerámico se remonta a Sumeria porque allí había abundantes depósitos de arcilla. Descubrieron la actividad puzolánica de diferentes materiales como el nejayote (Rivera, 2000), residuo del proceso de nixtamalización del maíz, las cenizas volcánicas y las arcillas calcinadas y finamente molidas.

Con ello pudieron producir materiales cementantes de mejor calidad para realizar obras cada vez más sofisticadas. Algunas culturas como los mayas y los totonacas dominaron la tecnología del concreto de forma similar e independiente al hormigón de los romanos. El concreto lo utilizaron para construir losas de piso y de techo, muros de contención, muelles, pilas de puente, soportes y bóvedas; se mencionan enseguida algunos casos específicos.

- a) Muros de contención. Centros ceremoniales como los de Teotenango y Calixtlahuaca, en el Estado de México, se construyeron sobre terrazas artificiales en lo alto de cerros que requirieron importantes obras de contención.
- b) Grandes pirámides. La Pirámide del Sol en Teotihuacán fue construida hacia el año 500 a.C., y tiene un núcleo masivo de adobes que soporta el revestimiento de piedra.

c) Edificios cubiertos. El templo de Quetzal-Mariposa en Teotihuacán.

Entre los rasgos que caracterizan la civilización maya, se incluye, en primer lugar, la arquitectura monumental en los centros ceremoniales con el uso de bóvedas a base de piedras saledizas y de cresterías que aumentan de manera impresionante la altura de los edificios. Los edificios de Palenque tienen claros elementos del estilo del Petén, así como también del estilo Usumacinta. Las bóvedas en Palenque son de una variedad de formas, entre ellas una con el intradós doblemente redondeado que lo acerca, en geometría y en forma de transmitir las cargas, al arco.

Otro caso digno de mención que ilustra los adelantos en ingeniería estructural de los mayas es Comalcalco. Ante la carencia de canteras próximas, se desarrolló toda una tecnología de la mampostería de tabique de arcilla cocida, muy similar a la usada en la actualidad. De esta manera se construyeron grandes edificios que sugieren estar en presencia de una construcción moderna, con sus hiladas bien logradas con juntas de mortero uniformes y el cuatrapeo necesario para lograr mayor estabilidad. Varios de los tabiques y ladrillos de arcilla están decorados en su cara oculta, representando rostros, manos, trazos geométricos, figuras zoomorfas y antropomorfas, personajes ricamente ataviados, así como otros muchos motivos, lo cual sugiere que existía una escuela de arte.

1.4.Egipto y Grecia

En Egipto, por la misma época en la que se remonta Mesoamérica a la utilización del ladrillo cerámico, se pudo escoger y se prefirió para las grandes obras la roca traída de las montañas a lo largo del Nilo. Calizas, areniscas, granitos, basaltos y alabastros fueron explotados en las canteras estatales. Una vez separados, estos bloques eran desbastados con ayuda de bolas y martillos de diorita para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas, como los usados en los núcleos de las pirámides o incluso tallados directamente en la forma de columnas, vigas y losas, como en los templos de Luxor. (Fig. 1.7) Estas "unidades de mampostería" ciclópea eran asentadas con morteros de yeso y cal.

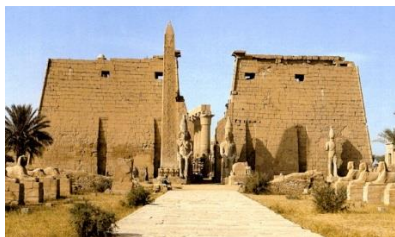


Figura 1.7 Templo de Luxor (fuente: <http://www.network54.com>)

Las obras comunes se construyeron de cañas o adobes; el ladrillo cerámico rara vez se usó. Grecia adoptó una arquitectura de lujo y de exteriores y, si bien carecía de las ricas canteras egipcias, poseía los mejores mármoles para llevarla a cabo. Ellos sirvieron para revestir su gruesa mampostería de piedra caliza asentada con morteros de cal.

En Egipto y en Grecia la construcción importante es de piedra, rectilínea; el arco era inexistente. Consecuentemente la arquitectura estaba limitada en sus posibilidades espaciales interiores por la escasa resistencia del material a la tensión. La piedra exigía claros pequeños para las vigas, y las losas y los espacios entre columnas tenían que ser reducidos.

1.5.Roma

En algunas obras, los romanos utilizaron piedra importada de las mejores canteras egipcias y mármol griego; en la mayoría de los casos emplearon la piedra de sus depósitos de caliza, travertino y tufa volcánica, y la tecnología sumeria de la mampostería de ladrillos de arcilla. A esta tecnología aportaron una nueva racionalidad constructiva y la invención del mortero de cemento y del concreto.

La nueva racionalidad consistió principalmente en el desarrollo de diferentes sistemas para la construcción de muros (Fig. 1.8), los cuales eran más económicos y fáciles de levantar, particularmente empleando el nuevo mortero de cal al cual incorporaron de acuerdo con el relato de Vitruvio (25 a.C.): "una clase de polvo que por causas naturales produce resultados asombrosos. Se le encuentra en la vecindad de Baia y Putuoli y en los alrededores del monte Vesubio. Esta sustancia, cuando es mezclada con cal o piedras, no solamente provee resistencias a construcciones, sino que cuando se construye pilares en el mar, endurece bajo el agua".



Figura 1.8 Tipos de muros romanos (fuente : <http://elartevivido.blogspot.mx>)

El material compuesto de tres sustancias (aglomerante hidráulico, agregado grueso y agua) descrito por Vitruvio es lo que hoy llamamos concreto. El aglomerante hidráulico, pariente cercano de los cementos puzolánicos modernos, se elabora mezclando dos partes de la "arena" volcánica (muy fina, de color chocolate), con una parte de cal (material conocido por las más antiguas civilizaciones).

Si bien los romanos no sabían por qué la "arena" de Putuoli daba un resultado distinto y superior a la convencional, la aplicaron sabia y liberalmente en sus grandes construcciones portuarias, urbanas, viales e hidráulicas, tanto para asentar piedras o ladrillos formando mampostería como para elaborar concreto añadiendo piedras, con el que construyeron muros, bases de pavimentos y cimentaciones. El molde de ese concreto en los muros, arcos y bóvedas estaba constituido por mampostería permanente de ladrillos de cerámica asentados con mortero, mientras que para formar las cúpulas tuvieron que desarrollar moldes provisionales (encofrados o cimbras) de madera.

Las invenciones e innovaciones romanas significaron una verdadera revolución tecnológica de la construcción y tuvieron los siguientes efectos sustanciales:

- a) Posibilitar la construcción de cimentaciones más competentes.
- b) Simplificar la construcción de los muros. El muro romano de las construcciones públicas era tradicionalmente de mampostería de piedra natural o de ladrillos cerámicos asentados con mortero de cal, y en los muros más gruesos (Fig. 1.8), el espacio entre dos muros delgados de mampostería era rellenado con pedacería de ladrillos o piedras acomodadas con mortero de arena y cal.
- c) Libertad para el desarrollo de la tecnología del arco, bóveda y la cúpula, que si bien eran formas estructurales conocidas desde los sumerios, 3 500 años antes, estaban aprisionadas por las ajustadas restricciones impuestas al constructor por la piedra y el ladrillo.
- d) Posibilitar aberturas totales o parciales en los muros usando arcos o bóvedas, proveyendo así una herramienta de gran potencial en el diseño de interiores.

Muchas grandes obras romanas son frutos de la revolución del mortero y del concreto. Una de las más notables es el Panteón (Fig. 1.9), porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural y la refinada aplicación de la nueva tecnología constructiva.

La construcción del Panteón la inició 27 años antes de Cristo, Su forma actual fue decidida por el emperador Adriano, quien modificó sustancialmente el edificio aprovechando las nuevas tecnologías del concreto y de la mampostería, terminando aproximadamente en el año 118 después de Cristo.

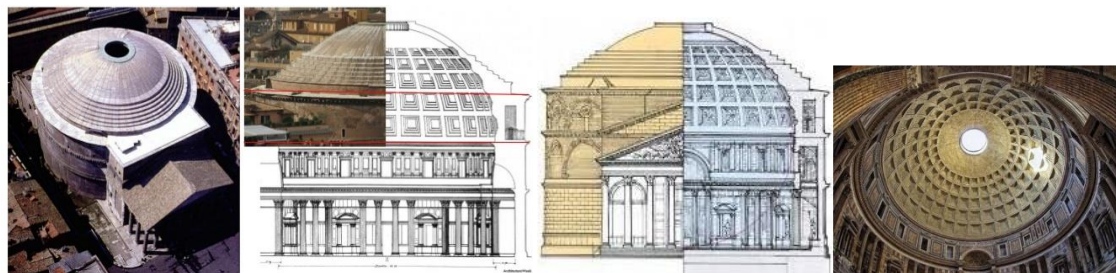


Figura 1.9 El Panteón, vista aérea de la cúpula, arranques interior y exterior, sección y óculo central, (fuente: es.wikiarquitectura.com)

El Panteón es un edificio circular de mampostería y concreto con acabado de ladrillo en las paredes exteriores y mármoles en el interior, cubierto con un gran domo de concreto.

Su éxito y durabilidad se deben sin lugar a dudas, a una notable cimentación de un anillo de concreto sólido de 7.3 m de ancho por 4.5 m de alto. La cimentación tiene agregado pesado basáltico; los muros son de la forma *opus incertum*, que se recomendaba por ser la más resistente, con agregado de travertino en la parte baja y de pedacería de ladrillo en la parte alta. Son aspectos notables de su construcción los rigidizadores de los muros y las bóvedas y arcos que forman los siete grandes nichos y la puerta, ubicados todos como parte integral de los muros; el acabado reticular del domo, y el gran lucernario (u ojo) que provee el total de la iluminación interna.

1.6. Del siglo V al siglo XIX

Después de Roma, el avance de la tecnología de la mampostería en Europa se detiene por varios siglos ya que se dejan de fabricar ladrillos; los morteros de cemento y el concreto, desaparecen, perdiéndose su tecnología, siendo rescatada 13 siglos después por Smeaton, el fundador de la ingeniería civil moderna, quien en 1756 reconoció la necesidad de usar en Inglaterra una mezcla de cal y puzolana italiana para la reconstrucción de partes de estructuras sumergidas o expuestas a la acción del mar.

En el siglo XII, los arcos sumerio y romano de medio punto ceden el paso al arco apuntado gótico y a la bóveda de crucería que posibilitan cubrir grandes claros y trasforman la estructuración tradicional de las obras de mampostería. Se sustituyen, así, gruesos muros laterales por muros esbeltos, y la pequeña ventana románica por grandes ventanas. Se alcanza una arquitectura de equilibrio, en donde el empleo de mampostería de arcilla o piedra con juntas gruesas de morteros

de cal proveía la posibilidad de modificar su geometría inicial para acomodarse a las líneas resultantes de las fuerzas generadas por las cargas verticales y los empujes laterales, manteniendo al conjunto en una estabilidad de compresión en todas sus secciones y elementos.

La mampostería fue importante en Europa occidental para controlar desastrosos incendios que destruían a las ciudades medievales. En 1620, el rey de Inglaterra Jacobo I, había proclamado el espesor mínimo de los muros en sótanos y primeros niveles en dos y medio espesores de ladrillo, ella fue seguida en 1625 por otra ordenanza que especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.

La mampostería era aplicada también en otras partes del mundo. La gran muralla china de 9 m de altura tiene una gran parte de su longitud construida con ladrillos de arcilla unidos con mortero de cal. Los árabes emplearon la mampostería en sus mezquitas y minaretes, desarrollando una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres y detallado, conteniendo muchas veces un increíble alarde geométrico (Fig. 1.10).



Figura 1.10 Minarete (siglo IX) de 60 m de altura en la gran mezquita de Samarra, actualmente Iraq (fuente: <http://moonchildindigo.pixnet.net>)

Con la revolución industrial (siglo XVIII), se extendió la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla en Inglaterra.

El perfeccionamiento del horno fue acompañado de maquinaria auxiliar: molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas; extrusoras y prensas mecánicas para el formado de unidades, En la era moderna la invención más importante fue la de la máquina de hacer ladrillos que el inglés Henry Clayton consiguió patentar en 1855, esta máquina era capaz de producir 25000 ladrillos al día. (Fig. 1.11). Se realizó un análisis racional de las materias primas, una medición exacta de temperaturas del horno y una formulación de las normas para impedir el agrietamiento en ladrillos.

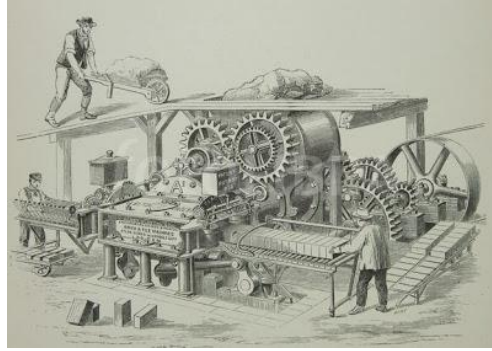


Figura 1.11 Máquina de Clayton (1863) (fuente: <http://historiainventos.blogspot.mx>)

La mampostería de ladrillo llega al nuevo mundo traída por los europeos, aunque como se mencionó ya había sido utilizada esta tecnología por los mayas de Comalcalco. En las colonias de la costa Atlántica norteamericana se realizaron grandes producciones artesanales de ladrillos de arcilla empleando prácticamente los mismos moldes que miles de años atrás inventaron los sumerios. Los ladrillos fueron utilizados para construir con los mejores obreros de la colonia (los holandeses), edificios de mampostería dando formalidad inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y particularmente a las del estado de Virginia.

En Perú, la construcción es principalmente de adobe y caña hasta bien entrado el siglo XX. La gran Penitenciaría de Lima fue la excepción, ya que para su construcción en 1856 se instaló una fábrica donde se moldearon casi siete millones de ladrillos de cerámica. La mampostería se elaboró con mortero de cal.

Entre finales del siglo XVIII y el siglo XIX ocurrieron en Europa los siguientes avances: En 1796, se patenta el "cemento romano" que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica. En 1824 se inventa y patenta el cemento portland. Entre 1820 y 1840, se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla, se usa por primera vez mampostería reforzada, y se inventa el horno de producción continua. Entre 1850 y 1870 se inventa y patenta el bloque de concreto, el ladrillo sílico-calcáreo y el concreto armado.

CAPÍTULO 2

MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

2.1. Materiales

2.1.1. Unidades o piezas

El componente básico para la construcción de mampostería es la unidad o pieza que por su origen puede ser natural o artificial. Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. En México suelen distinguirse los siguientes tipos de mampostería de acuerdo con la forma en que ha sido labrada la piedra natural (Fig. 2.1).

a) Mampostería de primera. La piedra se labra en paralelepípedos regulares con su cara expuesta de forma rectangular. Las unidades de piedra de este tipo reciben el nombre de sillares.

b) Mampostería de segunda. La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera.

c) Mampostería de tercera. La piedra se utiliza con la forma irregular con que llega de la cantera, aunque procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.



Mampostería de primera Mampostería de segunda Mampostería de tercera

Figura 2.1 Tipos de mampostería de piedras naturales (fuente: <http://www.empedrasmestres.com>)

Tabla 2.1 Propiedades mecánicas de piedras naturales 8Robles y otros, 1984)

Piedra	Peso volumétrico seco (t/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión en flexión (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)*10 ³
Areniscas	1.75 – 2.65	150 – 3200	60 – 120	40 – 200
Basaltos (piedra braza)	2.30 – 3.00	800 – 5800	200 – 300	100 – 300
Granito natural	2.40–3.20	800 – 3000	100 – 200	400 – 500
Mármol	2.40–2.85	300 – 3000	35 – 200	900

2.1.2. Piedras artificiales

Existe una gran variedad de piezas de mampostería (piedras artificiales) que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por las

características geométricas de las piezas y por los procedimientos de fabricación empleados (Figs. 2.2 y 2.3) las materias primas más comunes son el barro, el concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena con cal.



Figura 2.2 Características geométricas de piezas artificiales para mampostería
Tomado de 6º simposio nacional sobre ingeniería estructural en la vivienda, L. Flores, (2009).

Los procedimientos de construcción son muy variados: desde los artesanales (Fig. 2.3) como el cocido en horno para los tabiques comunes, hasta los industrializados (vibrocompactación, para los bloques de concreto, y extrusión para el bloque hueco de barro). La forma es prismática, pero con distintas relaciones entre las dimensiones.



Figura 2.3 Procedimientos artesanales para la producción de tabique de barro recocido
<https://ladrillo.wordpress.com/tag/ladrillos-artesanales/>

Las piedras artificiales que se utilizan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicones, y deben tener las siguientes características:

Tabique: “...fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería”.

Bloque: “...fabricado por moldeo del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared deben ser de 2.5 cm como mínimo”.

Tabicón: “...fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería”.

Es recomendable que las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería cumplan los requisitos de calidad para cada material especificados en las Normas Mexicanas (NMX).

Norma	Pieza
NMX-C-006	Ladrillos, bloques cerámicos de barro, arcilla y/o similares.
NMX-C-010	Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.
NMX-C-404-ONNCCE	Bloques, tabiques, ladrillos y tabicones para uso estructural

Las NTCM CDMX 2017 proporcionan algunos valores índices para los materiales más empleados, no limitan el uso de otros tipos de materiales o modalidad constructiva. En dichas normas en su capítulo 1.4 se anota: “*Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de estas Normas*”.

Las NTCM CDMX 2017 establece que las piezas que sean utilizadas para la construcción de elementos estructurales deben cumplir con la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE, con la resistencia mínima a compresión para diseño, además de cumplir con las dimensiones especificadas que se indica en la fig.2.4 y el peso volumétrico neto mínimo en estado seco indicada en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco

Tipo de pieza	Valores en KN/m ³ (Kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	13(1300)
Tabique hueco de arcilla extruida o prensadas	17(1700)
Bloque de concreto	17(1700)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	15(1500)

2.1.3. Piezas macizas y huecas

Se define a las piezas macizas como aquellas cuya área neta sea igual o mayor al 75% de su área total (bruta) en la sección transversal más desfavorable. Para definir las piezas huecas la norma NMX-C-404-ONNCCE admite que posean huecos verticales u horizontales y con área neta

no menor al 40% del área bruta. Sin embargo, las NTCM CDMX 2017 admiten solamente piezas con hueco vertical (ortogonal a la cara de apoyo que se colocará horizontal), y sólo acepta como huecas a las piezas con no menos del 50% de la relación de área neta a área bruta. Por otro lado, para las piezas huecas la NMX-C-404-ONNCCE pide un espesor mínimo de las paredes exteriores de 20 mm, mientras que las NTCM CDMX 2017 admiten que sea de 15 mm. En ambas reglamentaciones, para piezas huecas con 2 hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm y para piezas multiperforadas, con perforaciones de las mismas dimensiones y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores es 7 mm.

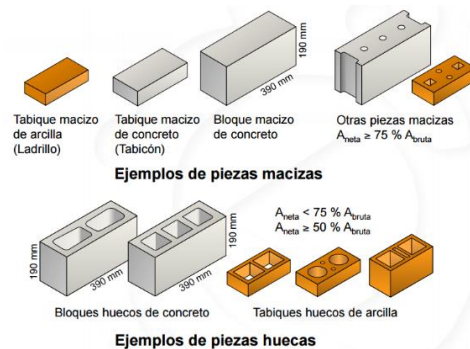


Fig. 2.4 piezas huecas <http://www.smie.org.mx/layout/eventos/2015/ponencia-mexico-cambio-para-siempre-desde-1985-norma-mexicana-nmx-c-404-onncce-2012-piezas-uso-estructural-leonardo-flores>

La resistencia a compresión para cada tipo de pieza se determinará de acuerdo a la NMX-C-036-ONNCE y la resistencia de diseño se calculará de acuerdo con la ecuación 2.1.

$$f'_p = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5 c_p} \quad (2.1)$$

Donde:

$\overline{f_p}$ resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta

c_p coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas, que en ningún caso será menor que 0.1

2.1.4. Mortero

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, o una mezcla de estos materiales.

Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado, e

impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero. El índice de resistencia generalmente aceptado es la resistencia a compresión, obtenida según la NMX-C-061-ONNCCE mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado, la resistencia de diseño será calculado con la ecuación 2.2.

$$f'_j = \frac{\bar{f}_j}{1+2.5 c_j} \quad (2.2)$$

Donde:

$\bar{f}_j$ resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno

c_j coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que se tomará igual a 0.10 cuando su producción sea industrializada de tipo seco o premezclado, o igual a 0.20 en el caso de ser dosificado y elaborado en obra.

Según dichas normas, todo mortero deberá tener cemento hidráulico (con al menos la proporción que se indica en la tabla 2.3).

Los morteros de cemento tienen resistencias a la compresión mucho más altas que los de cal, entre 40 y 200 kg/cm². El módulo de elasticidad varía entre 10,000 y 50,000 kg/cm² y el peso volumétrico es de aproximadamente 2 t/m³.

Para fines estructurales, la relación arena a cementante recomendable debe estar entre 2.25 y 3 ya que se obtienen así mezclas de buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción. El coeficiente de variación se encuentra entre 20 y 30%.

De acuerdo a las NTCM CDMX 2017 en la tabla 2.3 se muestran algunos proporcionamientos recomendados para su empleo en elementos.

Tabla 2.3 Proporcionamiento en volumen, recomendado para mortero dosificado en obra (GCDMX, 2017)

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*
I	1	0	0 a ¼	3
	1	0 a 1/2	0	4 1/2
II	1	0	0 a ½	4 1/2
	1	1	0	6

*El volumen de arena se medirá en estado suelto

Diversas investigaciones han demostrado que la adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería es de naturaleza mecánica.

En la figura 2.5 se muestra en forma esquemática el proceso antes descrito. Nótese que en la pieza inferior se desarrolla por la naturaleza del proceso constructivo, una mayor adherencia con respecto a la pieza superior que succiona menos lechada. Para minimizar este efecto e incrementar

la adherencia se puede optar por uno o más de los siguientes procedimientos:

- a) Proveer juntas de mortero gruesas, de manera que la succión de agua por la unidad de abajo no alcance a afectar la disponible para la de arriba. La consecuencia de este procedimiento es la reducción de la resistencia a la compresión de la mampostería.
- b) Reducir la succión en el momento del asentado de la pieza cuando esta succión es elevada. Esto implica humedecer la unidad, incorporando un factor más de variabilidad difícilmente controlable.
- c) Aumentar la consistencia del mortero (aumentando la cantidad de agua en el mismo) o aumentando su retentividad, por ejemplo, añadiendo cal en la dosificación del mortero. Sin embargo, estas posibilidades tienen limitaciones.

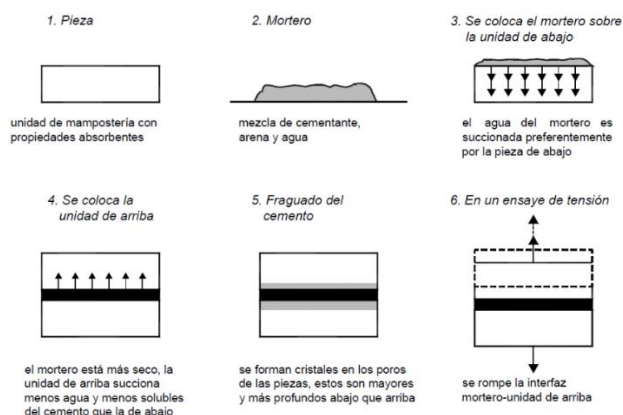


Figura 2.5 Mecánica de la adherencia entre piezas y mortero

2.1.5. Acero de refuerzo

De acuerdo con las NTCM CDMX 2017, el refuerzo que se emplee en castillos, y dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes. Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambrón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El diámetro mínimo del alambrón para ser usado en estribos es de 5.5 mm.

El tipo de acero que se utiliza en la mampostería confinada y en la mampostería con refuerzo interior, no difiere del empleado en el concreto reforzado. En todo caso, el alambre puede ser liso o corrugado. Los diámetros de acero de refuerzo más usados para la construcción de vivienda se muestran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Características de barras de refuerzo comúnmente usadas para la construcción de vivienda (NMX-C-407-ONNCCE)

Denominación	Diámetro		Área cm ²	Peso kg/m	Fy Kg/cm ²	Notas
	mm	Pulg.				
Alambrón	6.4	1/4	0.32	0.248	2100 ¹	Lisa
No. 2.5	7.9	5/16	0.49	0.388	4200 ²	corrugada
No. 3	9.5	3/8	0.71	0.560	4200	
No. 4	12.7	1/2	1.27	0.994	4200	
No. 5	15.9	5/8	1.98	1.552	4200	

¹ El esfuerzo de fluencia en el alambre No. 2 conocido como alambrón no está normado. El valor asentado es un valor conservador observado en ensayos de materiales.

² Los valores de la NMX están en sistema internacional, fy = 412 Mpa.

Con la idea de lograr una mayor economía y versatilidad en la ejecución de la obra, se han producido además de barras de alta resistencia ($f_y = 6\,000\text{ kg/cm}^2$), elementos prefabricados de acero, tales como castillos con resistencias a la fluencia de 5 000 y 6 000 kg/cm², y en las dimensiones más comúnmente usadas, mallas soldadas con $f_y = 5\,000\text{ kg/cm}^2$, lisas o corrugadas con diámetro de alambre de 3.43, 4.11, 4.88, 5.72 y 6.35 mm, y armadura con $f_y = 5\,000$ y 6 000 kg/cm², cuya aplicación principal es para losas de vigueta y bovedilla tabla 2.5.

Tabla 2.5 Características de alambre de acero laminado en frío para refuerzo

Diámetro		Área cm ²	Peso kg/m	Fy Kg/cm ²	Nota	NMX
mm	pulg					
4.0	5/32	0.12	0.10	6000	corrugada	NMX-B-072-
4.8	3/16	0.18	0.14	6000		CANACERO
6.4	1/4	0.32	0.25	6000		
7.9	5/16	0.49	0.39	6000		

Cabe mencionar que tanto la fabricación de alambre, barras, mallas y armaduras deben cumplir entre otras, con las siguientes Normas Mexicanas:

NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-457, CANACERO y NMX-B-506-CANACERO; barras corrugadas.

NMX-B-072-CANACERO, NMX-B-253-CANACERO alambres laminados en frío.

NMX-B-290-CANACERO Malla electro soldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto.

NMX-B-456-CANACERO Armaduras electro soldadas de alambre de acero para castillos y dalas.

NMX-B-365-CANACERO barras lisas como el alambrón

2.1.6. Concreto

El concreto es el material que tiene las características de cambiar sus propiedades y con el fin de lograr la integración del acero de refuerzo con la mampostería los huecos de las piezas se llenan con concreto, el cual, para poder ser vaciado, debe tener una elevada fluidez.

El índice de resistencia generalmente aceptado es la resistencia a compresión, obtenida según la NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE se obtendrán, al menos, tres probetas cilíndricas, las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas antes citadas. El tamaño máximo de agregado (TMA) está limitado, por la dimensión de los huecos, por lo que las NTCM CDMX, 2017 especifican no usar TMA mayores de 1 cm. El transporte y el vaciado del concreto pueden efectuarse por cualquier método no sujeto a segregaciones. El vaciado debe llevarse a cabo de tal modo de no producir segregación y de no dejar aire atrapado en los huecos de las piezas.

2.2. Propiedades mecánicas del conjunto pieza-mortero

En las NTCM CDMX 2017, se dan valores específicos de las propiedades mecánicas de diseño para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponible, (tablas 2.6, 2.7 y 2.8). Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. Es importante recalcar que los valores característicos de las propiedades mecánicas mostradas en las siguientes tablas corresponden a ensayos efectuados a piezas de la zona del valle de México, concretamente válidos para la ciudad de México.

Tabla 2.6 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f'_m , para algunos tipos de pieza, sobre área bruta (GCDMX 2017)

Tipo de pieza	f'_m MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5(15)
Tabique de arcilla extruido	2.0(20)
Bloque de concreto	1.5(15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5(15)

Tabla 2.7 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería, de piezas de arcilla, sobre área bruta (GCDMX, 2017)

f'_p MPa (kg/cm ²) ¹	f'_m MPa (kg/cm ²)	
	Mortero I	Mortero II
6(60)	2(20)	2(20)
7.5(75)	3(30)	3(30)
10(100)	4(40)	4(40)
15(150)	6(60)	6(60)
20(200)	8(80)	8(80)
≥30(300)	12(120)	12(120)

¹Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero

2.3. Resistencia a compresión diagonal

La obtención de las resistencias a la compresión y al cortante de la mampostería, se realiza mediante el ensaye de pilas y muretes, respectivamente, tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal, figura 2.6.

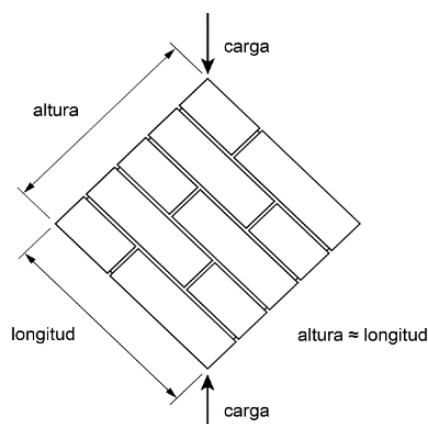


Figura 2.6 Murete para prueba en compresión diagonal

la resistencia a compresión diagonal para diseño, v'_m , se calculará de acuerdo con la ecuación 2.3.

$$v'_m = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5 c_v} \quad (2.3)$$

Donde:

$\overline{v_m}$ resistencia media a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y
 c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

Tabla 2.8 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta (GCDMX, 2017)

Pieza	V'_m MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2(2)
Tabique de arcilla extruido	0.2(2)
Bloque de concreto	0.2(2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2(2)

En la actualidad el reglamento de construcciones de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas no cuenta con las respectivas Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Derivado de lo anterior se acostumbra a emplear las NTCM CDMX 2017. Es importante señalar que, si bien es posible emplear dichas normas en nuestra entidad, es necesario tener estudios en particular de las piezas de la región. Es de esperar que los valores de sus propiedades mecánicas varíen, esta variación puede ser menor en algunas piezas como los bloque de concreto y pueden presentarse diferencias significativas en las piezas de barro recocido de producción artesanal; las propiedades estructurales de la mampostería están sujetas en general a dispersiones elevadas debido al poco control que puede ejercerse sobre las características de los materiales constitutivos y sobre el proceso de construcción como ya se mencionó que en general es un proceso artesanal.

2.4. Sistemas constructivos

2.4.1. Muros confinados

Son muros reforzados con dalas y castillos que cumplen con requisitos geométricos y de refuerzo, definidos en la sección 5.1.1 a 5.4.5 de las NTCM CDMX 2017 y que se resumen en la figura 2.8a, 2.8b y 2.8c, (GCDMX, 2017). Existirán elementos de refuerzo (dalas y castillos), en el perímetro de todo hueco, cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección. En la misma norma se ha aceptado el uso de castillos interiores para considerar un muro como mampostería confinada. Dichos castillos deberán cumplir con las disposiciones existentes para los castillos tradicionales externos, en especial en la cuantía del refuerzo longitudinal y en el refuerzo transversal que estará formado por estribos cerrados.

Finalmente se debe considerar que el aspecto más importante en las estructuras con esta modalidad de refuerzo es el hecho de que los muros realmente cumplan con los requisitos para mampostería confinada. En general es fácil cumplir la reglamentación ya que los requisitos son relativamente sencillos: castillos y dalas con dimensión mínima del espesor del muro, con cierto armado, y colocados en extremos, intercepciones de muros y a una distancia máxima (figura 2.7). Sin embargo, es muy común encontrar construcciones que se consideraron y diseñaron como mampostería confinada, pero que no cumplen con el refuerzo alrededor de las aberturas (puertas y ventanas).



Figura 2.7 Modelo construido de acuerdo N.T.C.M. (GDF, 2004 Tomo I), Tomado de 6º simposio nacional sobre ingeniería estructural en la vivienda, L. Flores, (2009).

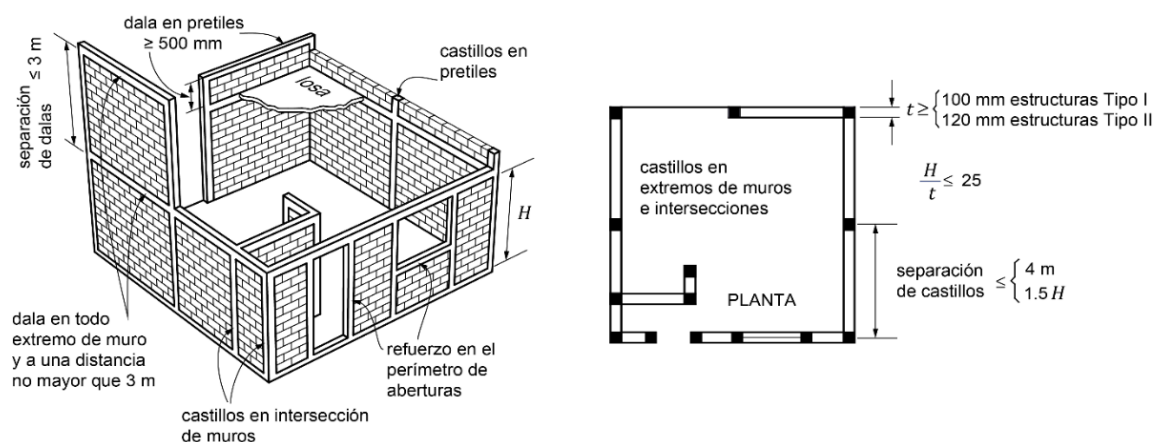


Figura 2.8 a) Requisitos para mampostería confinada (GCDMX, 2017)

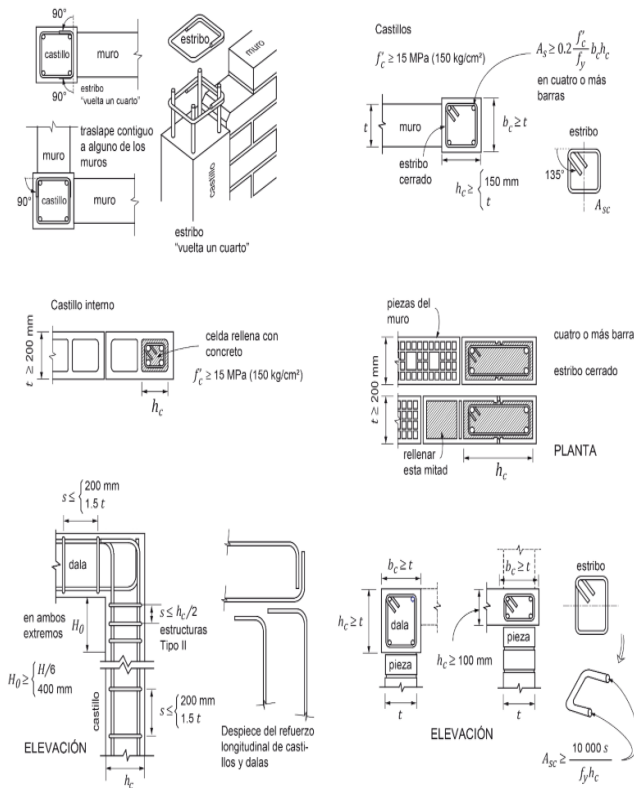


Figura 2.8 b) Castillos y dalas (GCDMX, 2017)

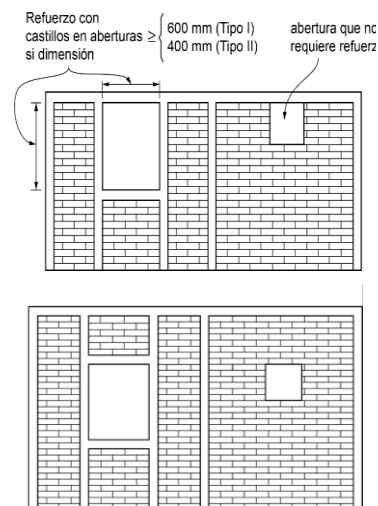


Figura 2.8 c) Refuerzo en perímetro de aberturas (GCDMX, 2017)

2.4.2. Importancia de los castillos y su refuerzo transversal

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, sometidas a sismos moderados, han exhibido grietas inclinadas en los muros de mampostería, ante sismos severos, las grietas inclinadas han penetrado en las zonas extremas de los castillos, ocasionando el plegamiento de las varillas longitudinales. La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros, al agrietarse, queden totalmente sueltos. Adicionalmente, los castillos contribuyen a mantener la capacidad ante cargas laterales y más aún, a incrementarla después del agrietamiento inicial. Asimismo, con una adecuada cantidad y distribución del refuerzo permiten un aumento en la capacidad de deformación lateral de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y de resistencia por lo que se ha propuesto reforzar los extremos de los mismos con estribos a menor separación (Alcocer, 1997). Para zonas de alta sismicidad, es recomendable usar estribos cerrados, espaciados a cada hilada o a 0.5 veces h_c (la que resulte en una menor separación) en una longitud, H_0 , no menor que un sexto de su altura libre, 2 veces h_c , ni que 40 cm, donde h_c es el peralte del castillo.

2.5. Sistemas de piso

La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez bajan hasta la cimentación. Es necesario que se cumpla la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales para lo cual debe de formar un diafragma con alta rigidez en su plano. Por ser un sistema plano, las cargas verticales introducen momentos flexionantes importantes, lo que hace critico los problemas de flechas y vibraciones. De acuerdo a lo anterior, el espesor y las características que definen la rigidez del sistema de piso están regidas generalmente por el cumplimiento de estados límites de servicio. Aunado a esto se espera que cumpla con un desempeño estructural deseable como se indica a continuación:

- a) Bajo cargas gravitacionales deben cumplir con las deformaciones verticales permisibles, durante la operación de colados complementarios en su etapa constructiva, así como en su etapa definitiva para preservar los materiales frágiles por ellos soportados.
- b) Al recibir impacto por las cargas vivas, deben responder con vibración aceptable por el usuario. En general, al cumplirse las deformaciones verticales reglamentarias, queda cubierta esta respuesta desagradable.
- c) El desempeño como diafragma horizontal eficiente, para unir entre sí a todos los elementos verticales de rigidez, durante una acción sísmica o de viento, es indispensable para garantizar la aplicación de métodos simplificados y métodos detallados de análisis.

2.6. Losa Maciza (Trabajo bidireccional)

Una losa maciza es aquella que cubre tableros rectangulares o cuadrados cuyos bordes, descansan sobre vigas a las cuales les transmiten su carga y éstas a su vez a las columnas. Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas comparadas con las de la losa. El refuerzo para estas losas se coloca en dos direcciones ortogonales para soportar los momentos desarrollados en cada uno de ellos.

- a) La correcta colocación del acero de refuerzo, requiere posicionadores que difícilmente se usan en la mayoría de los casos. La redistribución de esfuerzos que se produce por mala colocación del acero de refuerzo, no repercute substancialmente en el comportamiento como diafragma, pero provoca fisuras inaceptables, que reducen la capacidad por cargas verticales y deformaciones mayores que las previstas.
- b) La práctica común de no compactar la masa de concreto fresco, y la acción incompleta o nula de curado, producen agrietamientos prematuros e indeseables, que finalmente afectan

a los acabados y vida útil de la propia estructura.

- c) En las zonas de esquina de cada tablero, se produce una flexión local en dirección diagonal, ya que la presencia de un claro muy corto, sin armado en el lecho inferior, genera agrietamiento pocas veces previsto. (Efecto de esquina con grieta en el lecho bajo, definida en dirección de la diagonal del tablero, ver Fig. 2.9).

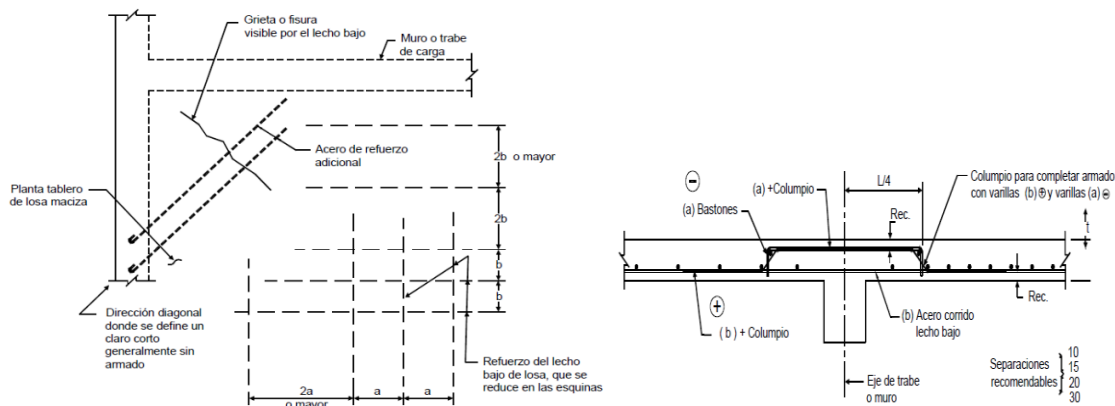


Figura 2.9 Efecto de esquina en tablero de losa maciza y detalle típico para armado de losa

2.7. Comportamiento mecánico de la mampostería

2.7.1. Comportamiento mecánico de la mampostería confinada

Es importante hacer notar que la mampostería confinada tiene un comportamiento mecánico muy diferente a la mampostería no reforzada, y que cuando los elementos confinantes tienen un número, ubicación y detallado adecuado, la mampostería confinada es un excelente material para ser usado en edificaciones para vivienda de poca altura aún en zonas de alta sismicidad.

La mampostería confinada ha sido ampliamente estudiada mediante ensayos en muros a escala natural ante fuerzas horizontales cíclicas reversibles. En los especímenes ensayados se ha observado que, en los primeros ciclos, con distorsiones inferiores a las que producen el primer agrietamiento inclinado, se presenta un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Tras el primer agrietamiento inclinado se comienza a degradar la rigidez (Fig. 2.10a). Posteriormente, se generalizan las grietas inclinadas siguiendo la dirección de las diagonales de los tableros de mampostería.

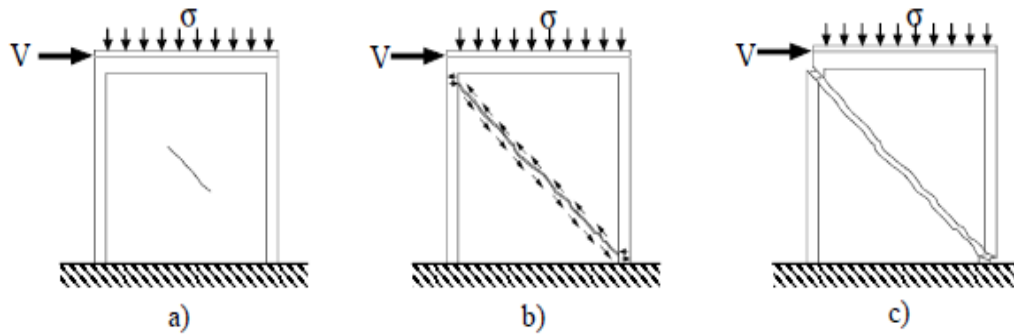


Figura 2.10 Patrón de daño ante fuerzas horizontales a distintos niveles de distorsión (Flores, 1995)

Al extenderse el agrietamiento a todo lo largo de la diagonal, el elemento queda conformado por un par de bloques triangulares de mampostería, confinadas aún por el marco de concreto (castillos y dalas). La resistencia ante la fuerza horizontal la proporcionan los castillos con fuerzas cortantes concentradas en sus extremos más la contribución de la mampostería por el efecto de la fricción y la trabazón entre las superficies de las grietas en la mampostería (Fig. 2.10b).

La resistencia máxima se tiene cuando las grietas penetran en los extremos de los castillos desintegrándose el concreto y plegándose las barras longitudinales (Fig. 2.10c). (ver detalle en Fig. 2.11).

El intervalo entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la resistencia máxima del elemento se caracteriza por el aumento en el agrietamiento y la paulatina formación de grietas diagonales principales acompañado de una reducción en la rigidez lateral. No obstante, durante esta etapa, por lo general, se alcanzan resistencias mayores a la del primer agrietamiento inclinado. Posterior a la resistencia máxima, la respuesta de la estructura se caracteriza por grandes desplazamientos asociados a degradaciones de rigidez y de resistencia. Eventualmente se alcanza una condición de inestabilidad ante la carga vertical que puede derivar en el colapso de la estructura.



Figura 2.11 Penetración de grietas inclinadas en los extremos de castillos y plegamiento de las barras longitudinales (Aguilar, 1997)

En términos generales, cuando los muros de mampostería no cuentan con un adecuado confinamiento mediante dadas y castillos de concreto reforzado, o bien una cantidad insuficiente o detallado inadecuado del refuerzo en los elementos confinantes, se han detectado cuatro tipos de patrones de agrietamiento y causas de daño en los muros de mampostería confinada:

- Agrietamiento inclinado, ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- Agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, originado por esfuerzo de corte.
- Agrietamiento vertical en las esquinas y el centro; originado por la flexión fuera del plano del muro y volteo de la estructura.
- Agrietamiento en forma de placa perimetralmente apoyada, ocasionado por los esfuerzos de corte y volteo de la estructura.

2.7.2. Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión

Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relacionan con sus propiedades mecánicas, las propiedades estructurales de un material se definen en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presentan en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla.

Las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación, obtenidas de ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos de compresión o tensión.

El ensayo que se utiliza para obtener un índice de la resistencia a compresión de la mampostería y para estudiar la forma de relación esfuerzo-deformación y el efecto de las diferentes variables, es el de una pila o prisma formado por varias piezas sobrepuestas. En general, se acostumbra a construir prismas de tres, cinco y hasta siete piezas sobrepuestas, resultando más representativo construir prismas de cinco piezas sobrepuestas, ya que con ellos se obtiene una relación altura a espesor del prisma de aproximadamente cuatro.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la forma siguiente: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del

material más deformable, introduciendo en él, esfuerzos de compresión de dirección transversal (Fig. 2.12c). Por lo contrario, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión (Fig. 2.12b) que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensaye de compresión simple del material aislado.

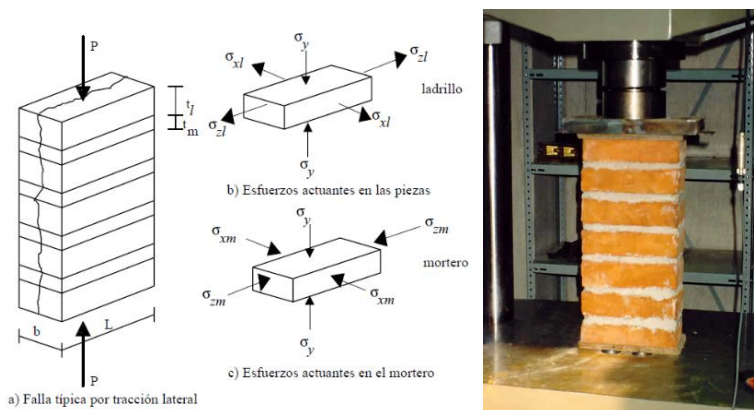


Figura 2.12 Mecánica típica de falla de la mampostería a la compresión (Tena, 2001)

En el ensaye a compresión de pilas de mampostería el modo de falla más común es el conocido como falla por tracción lateral, es decir, a través de grietas verticales en las piezas producidas por las deformaciones transversales incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas (Fig. 2.12a).

Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se producen la inestabilidad del elemento y su falla. Para piezas de baja resistencia, la falla se presenta por aplastamiento en compresión de las piezas mismas. El aplastamiento del mortero generalmente no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste, cuando se aplasta, es retenido por fricción por las piezas, y el conjunto puede soportar cargas mayores, salvo que el mortero sea muy pobre en comparación con las piezas. Sin embargo, en elementos esbeltos, el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

Los módulos de elasticidad secantes obtenidos de los ensayos son un poco más sensibles que la resistencia a la calidad del mortero, especialmente para piezas de tabique por el mayor número de juntas por unidad de longitud. Los resultados, mostrados en las NTCM CDMX 2017 permiten proponer las siguientes aproximaciones para cargas de corta duración:

$$E_m = 800f'_m \text{ para mamposterías de tabique y bloques de concreto}$$

$$E_m = 600f'_m \text{ para mamposterías de tabique y arcilla y otras piezas, excepto las de concreto}$$

en las que f'_m es la resistencia a compresión obtenida en pilas.

Hay que considerar que la diferente densidad de juntas en distintas direcciones ocasiona una ortotropía en el material. Sin embargo, en la mayoría de los casos en que las propiedades elásticas son obtenidas con esfuerzos normales a las juntas, se justifica que se considere a la mampostería como un material isotrópico.

2.7.3. Comportamiento mecánico de la mampostería bajo tensión diagonal

Para estudiar el comportamiento de la mampostería en tensión diagonal se utiliza un ensaye de compresión diagonal. Este ensaye consiste en aplicar una compresión diagonal a un murete de dimensiones aproximadamente cuadradas en las que la base sea formada por lo menos de una y media piezas. En este ensaye, en el murete se produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal en la cual se aplica la carga, pero al mismo tiempo se produce un estado de esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal perpendicular a la que se produce la compresión. En la figura 2.13 se muestra esquemáticamente este tipo de ensayes.

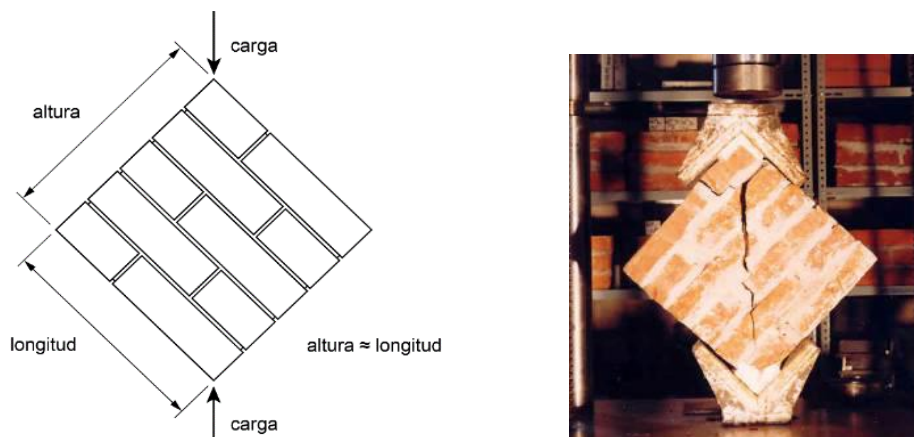


Figura 2.13 Ensaye de compresión diagonal (NMX-C-464-ONNCCE-GCDMX, 2017)

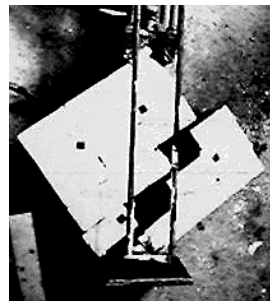
La falla de un muro por efecto de fuerzas cortantes ocurre generalmente a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión pieza-mortero; sin embargo, para piezas con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

En la figura 2.14a se muestran los principales tipos de falla de la mampostería en un ensaye de compresión diagonal. En esta figura puede verse que un primer modo de falla es cuando el agrietamiento diagonal atraviesa las piezas. Este tipo de falla normalmente se da cuando la resistencia a la tensión de las piezas es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas.

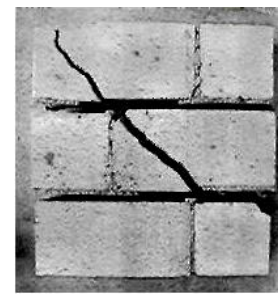
El segundo modo de falla mostrado en la figura 2.14b, corresponde a aquel en que el agrietamiento se produce en las juntas, y se produce cuando la resistencia de las piezas es mayor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas, por lo que el agrietamiento ocurre en el elemento débil que en este caso es la junta. Este tipo de falla es muy común en mamposterías hechas con piezas refractarias. Finalmente, cuando el esfuerzo resistente a la tensión de las piezas es semejante a la adherencia entre piezas y mortero, se da un modo de falla mixto en que el agrietamiento diagonal se da tanto en las piezas como en las juntas figura 2.14c. La variación de la resistencia con el ángulo de la carga es muy definida sólo cuando la falla es por juntas (tabique hueco).



a) Falla por las piezas



b) Falla por las juntas



c) Falla mixta

Figura 2.14 Modos de falla de ensayos de compresión diagonal (Meli, 1979)

Se ha visto que el esfuerzo cortante resistente, cuando la falla es por tensión diagonal, es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia en compresión. Cuando la falla se presenta a través de las piezas, el esfuerzo cortante resistente de la mampostería puede aproximarse como:

$$V_m = \sqrt{f'_m}$$

Esto implica que para una mampostería hecha con tabiques de barro rojo con una resistencia a la compresión f'_p de 70 kg/cm², su resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) será aproximadamente 32 kg/cm² y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 5.6 kg/cm². Las NTCM CDMX 2017 especifican un módulo de cortante de la mampostería el cual se tomará como:

$$G_m = 0.20E_m$$

2.7.4. Comportamiento de la mampostería confinada ante cargas laterales

Si bien el ensaye de compresión diagonal permite obtener índices como son el esfuerzo cortante resistente de la mampostería y el módulo de rigidez a cortante, este tipo de prueba no es totalmente representativa del comportamiento de un muro bajo cargas laterales, ya que en ella no

existen deformaciones ni esfuerzos por flexión, como ocurre en muros sometidos a cargas laterales (particularmente si son esbeltos), por ejemplo, como las que se producen en edificaciones de mampostería sometidas a solicitaciones sísmicas.

La prueba de un muro ante cargas laterales consiste en probar al espécimen en voladizo por lo que se introducen esfuerzos cortantes simultáneamente con esfuerzos de flexión. En la figura 2.15 se muestra un ejemplo típico de una prueba en voladizo.

- Muro de tabique macizo de barro
- Dimensiones exteriores sw 2x2 m aprox.
- Columna de 15 x 15 cm
- 4varillas del # 5 con estribos del # 2 @ 15 cm.

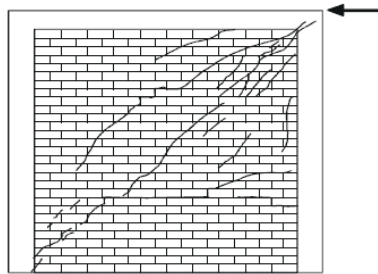


Figura 2.15 Ensayo en voladizo de un muro de mampostería confinada (Meli, 1979)

En el caso particular de los muros de mampostería confinada, su comportamiento ante cargas laterales es muy semejante al que se tiene en el ensaye de compresión diagonal. Sin embargo, debido a la presencia de flexiones que disminuyen los esfuerzos verticales en un extremo del muro y los incrementan en el otro, la fuerza cortante que produce el agrietamiento es menor cuando el ensaye se realiza en voladizo que cuando se efectúa en compresión diagonal.

Se ha observado que el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un muro sujeto a cargas laterales y sin esfuerzos de compresión significativos puede estimarse como:

$$V_a = 0.8V_a C_D$$

donde:

V_a es el esfuerzo cortante que produce el primer agrietamiento en un muro sujeto a cargas laterales.

$V_a C_D$ es el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un ensaye de compresión diagonal.

Después del agrietamiento diagonal existe una importante redistribución de esfuerzos, y el puntal de compresión de la mampostería incrementa significativamente las demandas de flexión, pero principalmente de cortante en los extremos de los castillos. Este incremento en fuerza cortante puede producir la falla del castillo en la esquina, dando lugar a una reducción drástica de la capacidad resistente del muro. Si la sección y armado del castillo en su parte inferior y superior es capaz de resistir esta fuerza cortante, el muro confinado puede soportar cargas laterales adicionales que provocan generalmente la formación de nuevas grietas con inclinaciones menores que la diagonal.

La falla por flexión del conjunto ocurre si el refuerzo longitudinal del castillo de tensión es escaso y la carga vertical no muy alta. Las grietas de flexión se prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye en forma progresiva y finalmente ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo cual limita prácticamente la resistencia a cargas laterales del muro.

3.1. Aspectos a considerar en el diseño de estructuras de mampostería en zona sísmica

3.1.1. Influencia de las aberturas en la rigidez lateral de la estructura

Por requerimientos de tipo arquitectónico las viviendas hechas a base mampostería tienen aberturas en los muros, las más comunes se deben a la presencia de puertas y ventanas. El comportamiento de una vivienda de mampostería en que sus muros tienen aberturas es diferente al de una vivienda en que sus muros no tienen aberturas, por lo que es importante que el ingeniero responsable del diseño y construcción de este tipo de viviendas sepa cuantificar el efecto de las aberturas en el comportamiento de los muros y de la vivienda. Las aberturas en el modo de falla global de una construcción de mampostería se muestran en la figura 3.1.

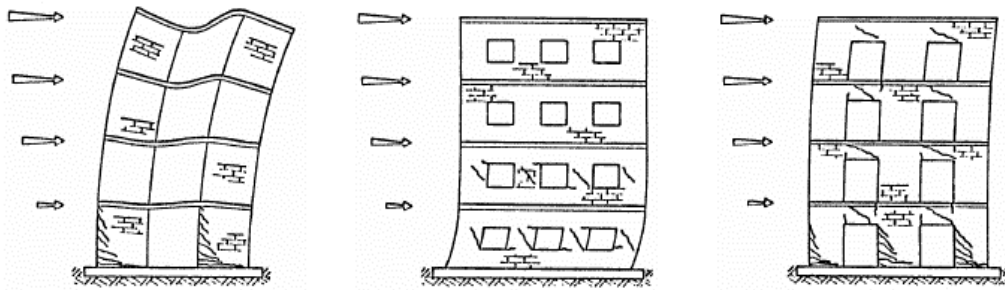


Figura 3.1 Influencia de las aberturas en el modo de falla de la mampostería (Tomažević, 1977)

Un primer efecto de la presencia de aberturas en los muros es la de disminuir su rigidez lateral. Esto quiere decir que, para la misma carga lateral, una vivienda con aberturas en sus muros tendrá mayores desplazamientos laterales que una vivienda en que sus muros no tienen aberturas.

3.1.2. Influencia de las aberturas en la distribución de fuerzas cortantes

Dado que la presencia de aberturas en los muros de mampostería, implican una reducción del área transversal disponible para resistir fuerzas horizontales, se produce entonces un incremento de esfuerzos cortantes en los muros, por lo que es importante determinar la fuerza actuante en cada murete, para determinar si tienen o no resistencia suficiente con la sección propuesta.

En la práctica es común suponer que el cortante que debe resistir cada muro es proporcional a su área transversal, sin embargo, es importante hacer notar que dicha distribución de fuerzas desprecia las deformaciones por flexión.

Dado que en muchas edificaciones el ancho de estos muros es igual o inclusive menor a su altura, las deformaciones por flexión en los muros no son despreciable y esto hace que la contribución de las deformaciones de flexión pueda provocar variaciones en la rigidez lateral de los muros y por lo tanto en la distribución de fuerzas laterales que debe resistir cada muro.

Las aberturas no sólo provocan un incremento en el esfuerzo cortante actuante en las zonas adyacentes a las aberturas, sino que este esfuerzo no es uniforme. La presencia de aberturas cuadradas o rectangulares provocan importantes concentraciones de esfuerzos de tensión en las esquinas de las aberturas, de ahí la importancia de proveer de dadas y castillos en la periferia de puertas y ventanas. En el caso de las ventanas, es una práctica poco utilizada en nuestro país, y de ahí que se observen con frecuencia agrietamientos por tensión diagonal que se inician en las esquinas de las aberturas. Esta deficiencia se observa con frecuencia aun en grandes proyectos habitacionales de interés social.

3.2. Condiciones de regularidad

3.2.1. Estructuras regulares

En México la reglamentación más actualizada y que sirve de modelo para otros estados, es el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, este reglamento se refiere únicamente a las construcciones urbanas dentro de ellos estamos hablando de los edificios; un documento que tiene todavía un alcance mayor es el **Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad** por consiguiente y para la elaboración de este trabajo la metodología que se usara corresponde a este en su versión más actualizada que es la 2015 en su capítulo Diseño por Sismo el cual indica que para que una estructura pueda ser considerada como regular debe satisfacer las siguientes condiciones:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.
5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente, lo que deberá justificarse con resultados de análisis de modelos simplificados del sistema de piso a utilizar.

6. No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.
11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

3.2.2. Estructuras irregulares

Una estructura es irregular si no cumple con una o hasta tres de las condiciones de regularidad descritas en el inciso (3.2.1).

3.2.3. Estructuras fuertemente irregulares

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso excede en más de 20% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad
2. La rigidez o resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.
3. No cumple simultáneamente con las condiciones 10 y 11 de regularidad descritas en el inciso (3.2.1).
4. No cumple con cuatro o más de las condiciones de regularidad descritas en el inciso (3.2.1).

3.3. Elección del tipo de análisis

Para el análisis sísmico de estructuras tipo Edificios se puede recurrir a tres tipos de métodos:

1. Método sísmico simplificado
2. Método sísmico estático
3. Método sísmico dinámico

El método simplificado se describe en el inciso 3.4 Es el más simple de utilizar; sin embargo, solo es aplicable a estructuras regulares con altura no mayor de 13 m y área construida menor a 400 m², que cumplan simultáneamente con todos los requisitos indicados.

El método estático se describirá de manera más amplia en el, inciso 3.5, es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

Para que una estructura se considere regular, debe cumplir las condiciones descritas en el inciso (3.2.1), en caso contrario, se considerará irregular. Las estructuras que no cumplan los requisitos anteriores se deberán analizar empleando un método dinámico según se establece en el inciso 3.6 de este capítulo; El Análisis Dinámico es aplicable en todos los casos.

3.4. Método sísmico simplificado

3.4.1. Importancia de la configuración estructural

A razón de las lecciones obtenidas de los sismos recientes, tanto en México como en otros países, es de singular importancia el papel de la configuración estructural en el desempeño de las edificaciones de mampostería. Por ello, a continuación, se resaltan los aspectos más importantes que contribuyen a mejorar el desempeño sísmico de este tipo de edificaciones desde su concepción inicial.

3.4.2. Densidad de muros

El desempeño satisfactorio en las edificaciones de mampostería de la ciudad de México puede atribuirse en gran medida a la aplicación del método simplificado de análisis, el cual propicia una adecuada distribución y densidad de muros (Meli, 1990). Para la aplicación de este método es necesario cumplir con una altura límite, plantas simétricas y de buena rigidez torsional, con regularidad en elevación, así como garantizar la acción de diafragma rígido del sistema de piso. El seguimiento de este procedimiento conduce a configuraciones sísmicamente aptas y con adecuada resistencia para evitar el colapso de la estructura. Por ello, debe existir una densidad de muros

adecuada en la edificación, misma que debe ser mayor en la medida en que la zona tenga un mayor peligro sísmico.

El uso del método simplificado, para muchos tipos de estructuras, conduce a densidades de muros adecuadas. Esto asegurará que la construcción tenga una resistencia lateral suficiente para tener un buen comportamiento en sismos intensos. Es importante verificar que la densidad de muros sea suficiente en ambas direcciones, ya que, con mucha frecuencia, por razones arquitectónicas se descuida este aspecto en una dirección, típicamente en la dirección paralela a la fachada en la edificación.

3.4.3. Configuración en planta

Se sugiere el uso de plantas sencillas, sin una relación largo/ancho excesiva (plantas alargadas), para disminuir la posibilidad de que el movimiento de un extremo sea sensiblemente diferente al del otro extremo. Debe buscarse simetría en planta, evitando una configuración en forma de L, T, C, o triangulares, a fin de reducir los efectos de torsión. Figura 3.2a Algunas configuraciones simétricas, como en cruz o en H, figura 3.2b producto de apéndices o entradas también pueden conducir a problemas de torsión si no se limita su extensión.

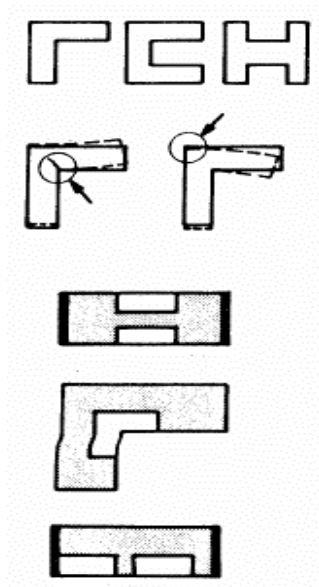


Figura 3.2a Plantas irregulares en edificios de mampostería
(Paulay y Priestley, 1992)

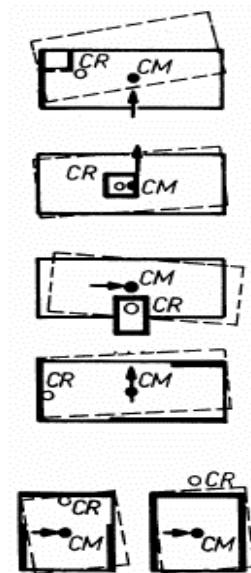


Figura 3.2b Distribución asimétrica de muros en planta
(Paulay y Priestley, 1992)

3.4.4. Distribución asimétrica de muros en planta

Por requisitos arquitectónicos, la distribución de muros en planta puede no guardar simetría en una o ambas direcciones, aun cumpliendo con una relación largo/ancho en planta adecuada. Una distribución asimétrica de muros conduce a problemas de torsión, que incrementan las fuerzas cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico.

3.4.5. Continuidad de todos los muros en elevación

Deben evitarse cambios bruscos de rigidez y resistencia en elevación, es decir, evitar la concentración o ausencia de muros en un solo nivel. Como se mencionó anteriormente, las discontinuidades conducen a la formación de mecanismos de piso suave. (Fig. 3.3).

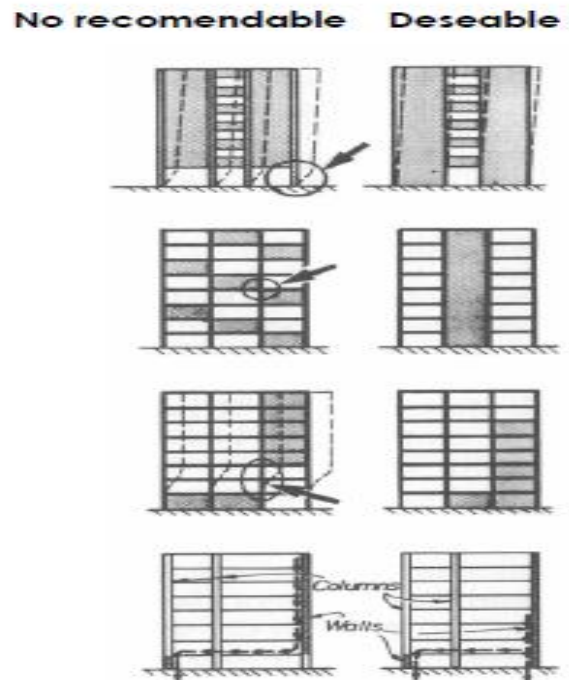


Figura 3.3 Continuidad de muros en elevación
(Paulay y Priestley, 1992)

3.4.6. Aplicación del método sísmico simplificado

De acuerdo al **Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC CFE) en su versión 2015** El método simplificado solamente será aplicable al análisis de estructuras B2, que cumplan simultáneamente los cinco requisitos siguientes:

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las correspondientes RNDEV para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, concreto, acero o madera.

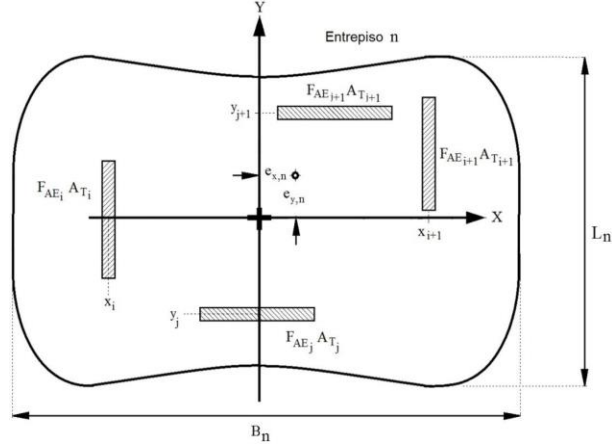


Figura 3.4 Centro de cortante del entreciso n.

donde

B_n es la dimensión menor del entreciso n

L_n es la dimensión mayor del entreciso n

A_{Ti}, A_{Tj} es el área bruta de la sección transversal del muro i o j según corresponda

F_{AEi}, F_{AEj} es el factor de área efectiva i o j según corresponda

$e_{x,n}, e_{y,n}$ son las excentricidades torsionales en el entreciso n, provocadas por los muros en las direcciones X y Y calculadas con las ecuación. 3.1.

Para que la distribución de elementos resistentes pueda considerarse sensiblemente simétrica, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales (figura 3.4), calculada estáticamente, no deberá exceder el 10% de la dimensión en planta del edificio (ecuación 3.1), medida paralelamente a la excentricidad.

$$e_{x,n} = \frac{\sum_{i=1}^k x_i F_{AEi} A_{Ti}}{\sum_{i=1}^k F_{AEi} A_{Ti}} \leq 0.10 B_n \quad e_{y,n} = \frac{\sum_{j=1}^k y_j F_{AEj} A_{Tj}}{\sum_{j=1}^k F_{AEj} A_{Tj}} \leq 0.10 L_n \quad (3.1)$$

El área efectiva de los muros es el producto del área bruta de la sección transversal y el factor de área efectiva F_{AE} , para el estado límite de servicio o comportamiento elástico ($Q = 1$) estará dado por las siguientes ecuaciones:

$$F_{AE} = \begin{cases} 1.5 + \frac{h_n}{L} - 1.5 \left(\frac{h_n}{L} \right)^2 \\ 2.2 - 1.5 \frac{h_n}{L} + 0.3 \left(\frac{h_n}{L} \right)^2 \end{cases} \quad \text{si} \quad \begin{cases} \frac{h_n}{L} \leq 1.0 \\ 1.0 < \frac{h_n}{L} \leq 2.5 \end{cases} \quad (3.2)$$

y para el estado límite de prevención de colapso ($Q > 1$), F_{AE} estará dado por la siguiente ecuación:

$$F_{AE} = 0.6 + 0.6 \frac{h_n}{L} - 0.3 \left(\frac{h_n}{L} \right)^2 + 0.05 \left(\frac{h_n}{L} \right)^3 \quad \text{si} \quad \frac{h_n}{L} \leq 2.5 \quad (3.3)$$

donde

h_n es la altura del entrepiso n

L es la longitud del muro

El manual nos especifica que los muros podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. En este último caso estarán arriostrados con diagonales. Sin embargo, cabe señalar que, en la estructura de interés, todos los muros en todos los entrepisos son de mampostería confinada.

2. Se deberá garantizar que la distribución de las cargas verticales soportadas por los muros sea colineal con los ejes de la cimentación, en todos los niveles. No se permitirá el uso de este método para sistemas con cimentaciones compensadas.

3. La relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura no excederá de 2.0.

4. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excederá de 1.5 y la altura de la estructura no será mayor de 13 m.

5. El sistema de piso constituye un diafragma rígido y resistente. Por lo tanto, no podrá utilizar el método simplificado en estructuras cuyo sistema de piso esté compuesto por: a) madera contrachapada (triplay) sobre vigas o armaduras de madera, b) lámina de acero sobre vigas o armaduras de acero, c) losa plana aligerada con casetones o bloques de espuma de poliestireno de grandes dimensiones (mayores a 60 cm por lado) o, d) vigueta de concreto presforzado con bovedillas de espuma de poliestireno de grandes dimensiones, para nuestro caso si es procedente su utilización. Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes, momentos de volteo y flexibilidad del diafragma.

3.5. Método sísmico estático

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual a 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.

3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

Únicamente será necesario verificar que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en el piso, calculada según se especifica en el inciso 3.5.1., empleando la ordenada espectral máxima normalizada $a(T_e, \beta)$, reducida por los factores de sobrerresistencia y ductilidad que se proporcionan en la tabla 3.1, y considerando que $\rho=1$. La ordenada espectral máxima normalizada se obtiene de acuerdo a la ecuación 3.4, evaluada en T_e . La verificación se realizará en dos direcciones ortogonales.

$$a(T_e, \beta) = \frac{S_a(T_e, \beta)}{g} \quad (3.4)$$

De donde:

$a(T_e, \beta)$ es la ordenada espectral normalizada

g es la aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

Tabla 3.1 Factores reductores para el método simplificado

Tipo de muro	$Q < T_e, Q >$	$R < T_e, R_o >$
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado, o de placa de acero, o compuestos con los dos materiales o muros de madera contrachapada	3	
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla		
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	2	
Muros diafragma		
Muros de carga de mampostería combinada y confinada		
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior, o muros de madera de duela	1.5	2
Muros combinados con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada		
Muros de carga de mampostería confinada de bloques huecos de concreto		
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	1.25	

3.5.1. Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura (Te0)

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la figura 3.5.

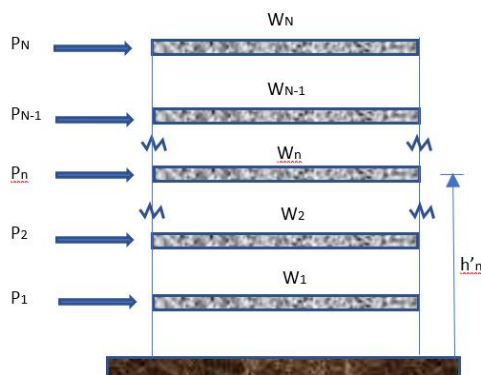


Figura 3.5 Fuerzas sísmicas en un edificio.

Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual a la ordenada espectral máxima normalizada, $a(T_a, \beta)$, reducida por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y multiplicado por el peso total de la construcción, independientemente del periodo fundamental de la estructura.

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:

$$P_n = \alpha_f W_n h'_n \quad (3.5)$$

Donde:

w_n es el peso del nivel n, incluyendo cargas muertas y vivas

h'_n es la altura del nivel n sobre el desplante

El coeficiente se tomará de acuerdo con la ecuación, 3.6, en donde el factor de amortiguamiento se evalúa en el periodo T_a , es decir, $\beta(T_a, \zeta_e)$.

$$\frac{V_O}{W_T} = \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q)R(T_a, R_o)\rho} \quad (3.6)$$

Donde:

V_0 es la fuerza cortante basal

W_T es el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

De esta forma se tiene que

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h'_n} \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) R(T_a, R_o) \rho} \quad (3.7)$$

Donde:

N_e es el número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio

Sustituyendo la ec. 3.7 en la ec. 3.5 se obtiene que la fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel n es igual a:

$$P_n = W_n h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h'_n} \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) R(T_a, R_o) \rho} \quad (3.8)$$

Para la realización de estos pasos haremos uso de las cargas obtenidas del cálculo sísmico de los pesos del edificio en cuestión, los cuales meteremos al programa PRODISIS de la CFE en su versión 2015.

3.5.2. Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental de la estructura (T_{e0})

La normativa nos dice que se pueden adoptar fuerzas cortantes menores que las calculadas de acuerdo al inciso 3.5.1, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura T_{e0} , el cual se puede obtener de forma aproximada mediante la siguiente ecuación:

$$T_{e0} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[W_n h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_e} P_n X_n} \right]^{1/2} \quad (3.9)$$

Donde:

P_n es la fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel n

X_n es el desplazamiento del nivel n en la dirección de la fuerza

g es la aceleración de la gravedad

para el cálculo de fuerzas se procederá como el inciso 3.5.1. haciendo la evaluación en T_{e0} ,

esto implica que las fuerzas sísmicas sean:

$$P_n = W_n h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h'_n} \frac{a(T_e O, \beta)}{Q'(T_e O, Q) R(T_e O, R_o) \rho} \quad (3.10)$$

3.6. Método sísmico dinámico

El método de análisis dinámico consta de los mismos pasos básicos que el estático, con la salvedad de que las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura. Pueden emplearse como métodos dinámicos el análisis modal espectral y el análisis paso a paso o cálculo de respuestas ante registros de aceleración específicos.

El análisis paso a paso también puede ser modal, siempre que la respuesta total se encuentre mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración. Para nuestro caso de estudio utilizaremos el análisis modal espectral.

3.6.1. Análisis modal espectral

Si en el análisis se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 s obtenidos con base rígida, pero en cualquier caso se deberán considerar al menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Cuando se reconozca explícitamente este acoplamiento, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. El peso efectivo de un modo, n, se determina como sigue:

$$W_{en} = \frac{(Z_n^T M J)^2}{Z_n^T M Z_n} g \quad (3.11)$$

Donde:

M es la matriz de masas de la estructura

Z_n es el n-é simo modo natural de vibración de la estructura con base rígida

J es un vector con componentes iguales a 1.0

Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, la influencia de las excentricidades estática y accidental se calculará como se especifica para el análisis estático.

En caso contrario, cuando se tomen en cuenta las excentricidades estáticas, solo será necesario incluir la torsión accidental, con la traslación transversal de los centros de masa o las fuerzas sísmicas de cada nivel $\pm 0.05b_n$ en cada dirección del análisis.

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales S_n , donde S_n puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinarán para, calcular las respuestas totales S de acuerdo con el criterio probabilista de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o método SRSS (ec. 3.12), siempre que los periodos de los modos naturales difieran al menos 10% entre sí.

$$S = (\sum_{n=1}^{N_e} S_n^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.12)$$

4.1.Descripción del proyecto

Se trata de un edificio para uso habitacional el cual consta de cuatro niveles y abarca una superficie de 512 m² en una planta rectangular, con 16.00 m de largo y 8.00 m de ancho. Tiene un sistema estructural principal de muros de mampostería confinada de tabique rojo recocido, y una altura de 2.80 m para los entrepisos. Se muestran las características geométricas del edificio, (Fig. 4.1, 4.2 y 4.3), por facilidad y bajo la consideración de que el trabajo reportado en esta tesis constituye un estudio exploratorio, se decidió eliminar la zona de escaleras y elevadores en cada piso. Dadas las particularidades del edificio, se requirió usar un tabique con resistencias de diseño a compresión y cortante de $f'_m=20.0 \text{ kg/cm}^2$ y $V'_m=2.0 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente. Las dimensiones de las piezas son de $7 \times 14 \times 28 \text{ cm}$, lo que resultó en muros con espesor de 14 cm. El sistema de piso se estructuró con base en losas macizas de concreto reforzado con espesor de 10 cm.

El diseño del edificio cumple con los requerimientos de las **NTCM CDMX 2017, y del Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC CFE) en su versión 2015.**

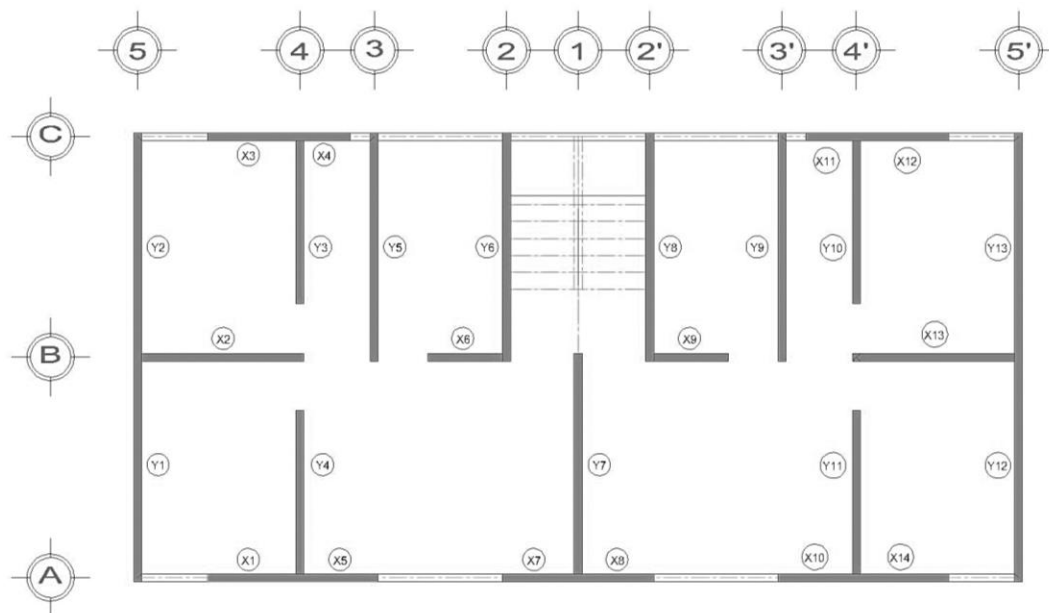


Fig. 4.1 planta de edificio (nomenclatura de muros)

Tabla 4.1 propiedades geométricas del edificio planta de techos

Propiedades geometricas de muros orientados en la direccion longitudinal			Propiedades geometricas de muros orientados en la direccion transversal		
muro	Longitud ml	Area tributaria m2	muro	Longitud ml	Area tributaria m2
X1	1.68	2.11	Y1	4.07	4.28
X2	3.02	5.32	Y2	4.07	4.28
X3	1.68	2.11	Y3	3.03	5.71
X4	0.91	0.5	Y4	3.03	7.46
X5	1.42	3.27	Y5	4.14	8.35
X6	1.43	5.65	Y6	4.07	8.82
X7	1.37	3.27	Y7	4.07	9.28
X8	1.37	3.27	Y8	4.07	8.82
X9	1.43	5.65	Y9	4.14	8.35
X10	1.42	3.27	Y10	3.03	5.71
X11	0.91	0.5	Y11	3.03	7.46
X12	1.68	2.11	Y12	4.07	4.28
X13	3.02	5.32	Y13	4.07	4.28
X14	1.68	2.11			
Parciales	23.02	44.46	Parciales	48.89	87.08

Tabla 4.2 propiedades geométricas del edificio niveles s 1,2 y 3

Propiedades geometricas de muros orientados en la direccion longitudinal			Propiedades geometricas de muros orientados en la direccion transversal		
muro	Longitud ml	Area tributaria m2	muro	Longitud ml	Area tributaria m2
X1	1.68	2.11	Y1	4.07	4.28
X2	3.02	5.32	Y2	4.07	4.28
X3	1.68	2.11	Y3	3.03	5.71
X4	0.91	0.5	Y4	3.03	7.46
X5	1.42	3.27	Y5	4.14	8.35
X6	1.43	5.65	Y6	4.07	5.32
X7	1.37	3.27	Y7	4.07	9.28
X8	1.37	3.27	Y8	4.07	5.32
X9	1.43	5.65	Y9	4.14	8.35
X10	1.42	3.27	Y10	3.03	5.71
X11	0.91	0.5	Y11	3.03	7.46
X12	1.68	2.11	Y12	4.07	4.28
X13	3.02	5.32	Y13	4.07	4.28
X14	1.68	2.11			
Parciales	23.02	44.46	Parciales	48.89	80.08

4.2. Análisis de carga del modelo en estudio

En el sistema de pisos existen espacios arquitectónicos donde es recomendable por sus características (cambios de nivel, instalaciones, geometrías, procesos constructivos, claros, etc.), el uso del sistema tradicional a base de losas de concreto. En las tablas 4.3 y 4.4 se analiza la carga muerta para losas de concreto, consideradas en áreas de pasillos y zonas de circulación, en la tabla 4.5, la correspondiente carga para muros incluyendo cadenas y castillos y en la tabla 4.6 la carga viva a utilizar para este modelo.

Tabla 4.3 Análisis de carga de azotea (losa de concreto)

Azotea (Losa maciza)					
Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
aplanado de yeso			=	30.00	kg/m ²
Impermeabilizante			=	15.00	kg/m ²
Instalaciones y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Gravitacional)			=	100.00	kg/m ²
				618.00	kg/m²

Tabla 4.4 Análisis de carga de entrepiso (losa de concreto)

Entrepiso (losa maciza)					
Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
Mortero	0.02 m	x	2100 Kg/m ³ =	42.00	kg/m ²
Mosaico			=	32.00	kg/m ²
Instalaciones Y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Gravitacional)			=	190.00	kg/m ²
				790.70	kg/m²

Tabla 4.5 Análisis de carga de muros confinados (tabique de barro natural)

Peso propio de muro de 14 cm	0.14 m	x	1500 Kg/m ³ =	210.00	kg/m ²
Mortero	0.04 m	x	2100 Kg/m ³ =	84.00	kg/m ²
Cadena y Castillos	1.00 x 0.14 x 0.20 m	x	2400 Kg/m ³ =	67.20	kg/m ²
				469.56	kg/m²

Tabla 4.6 Cargas vivas NTCM-CDMX 2017

Cargas vivas	carga viva kg/m²		
uso	W	Wa	Wm
Entrepiso	80	100	190
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

4.3.Desarrollo del cálculo del método simplificado de análisis por carga gravitacional

De acuerdo a la obtención de cargas calculado, se obtuvieron los pesos de las diferentes plantas multiplicados por el factor de carga de acuerdo a las **NTCM CDMX 2017** nos dice que la carga muerta se debe multiplicar por un factor de 1.3 y la carga viva correspondiente por un factor de 1.5 el cual para el nivel 4 se obtiene un peso de 469.56 kg/m² que corresponde al peso del muro y 618.00 kg/m² para la losa de techo. Estos valores se metieron a una hoja de cálculo para realizar el análisis por carga gravitacional las cuales se muestran a continuación:

Tabla 4.7 Resistencia a compresión de muros confinados nivel 4 (azotea).

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wazotea	Wtotal	FR	FE	PR	%
X1	1.68	2130	2.11	1303.98	3434	0.6	0.6	20321	17%
X2	3.02	3829	5.32	3287.76	7117	0.6	0.7	42618	17%
X3	1.68	2130	2.11	1303.98	3434	0.6	0.6	20321	17%
X4	0.91	1154	0.5	309	1463	0.6	0.6	11007	13%
X5	1.42	1800	3.27	2020.86	3821	0.6	0.6	17176	22%
X6	1.43	1813	5.65	3491.7	5305	0.6	0.7	20180	26%
X7	1.37	1737	3.27	2020.86	3758	0.6	0.6	16572	23%
X8	1.37	1737	3.27	2020.86	3758	0.6	0.6	16572	23%
X9	1.43	1813	5.65	3491.7	5305	0.6	0.7	20180	26%
X10	1.42	1800	3.27	2020.86	3821	0.6	0.6	17176	22%
X11	0.91	1154	0.5	309	1463	0.6	0.6	11007	13%
X12	1.68	2130	2.11	1303.98	3434	0.6	0.6	20321	17%
X13	3.02	3829	5.32	3287.76	7117	0.6	0.7	42618	17%
X14	1.68	2130	2.11	1303.98	3434	0.6	0.6	20321	17%
PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wazotea	Wtotal	FR	FE	PR	%
Y1	4.07	5160	4.28	2645.04	7805	0.6	0.6	49231	16%
Y2	4.07	5160	4.28	2645.04	7805	0.6	0.6	49231	16%
Y3	3.03	3841	5.71	3528.78	7370	0.6	0.7	42759	17%
Y4	3.03	3841	7.46	4610.28	8452	0.6	0.7	42759	20%
Y5	4.14	5249	8.35	5160.3	10409	0.6	0.7	58424	18%
Y6	4.07	5160	8.82	5450.76	10611	0.6	0.7	57436	18%
Y7	4.07	5160	9.28	5735.04	10895	0.6	0.7	57436	19%
Y8	4.07	5160	8.82	5450.76	10611	0.6	0.7	57436	18%
Y9	4.14	5249	8.35	5160.3	10409	0.6	0.7	58424	18%
Y10	3.03	3841	5.71	3528.78	7370	0.6	0.7	42759	17%
Y11	3.03	3841	7.46	4610.28	8452	0.6	0.7	42759	20%
Y12	4.07	5160	4.28	2645.04	7805	0.6	0.6	49231	16%
Y13	4.07	5160	4.28	2645.04	7805	0.6	0.6	49231	16%

De los resultados obtenidos del análisis se observa que tanto los muros en la dirección “X” como en la dirección “Y” no tienen ningún problema de esfuerzos ya que los muros con mayor carga están trabajando a una tasa del 26 % y 20 % de su resistencia a la compresión respectivamente, de forma general se puede decir que el entrepiso está trabajando a un 18.5 % de su capacidad de resistencia.

Siguiendo el mismo procedimiento para el nivel 3, 2 y 1 se obtiene un peso de 469.56 kg/m² que corresponde al peso del muro y 790.70 kg/m² para la losa de entrepiso.

Tabla 4.8 Resistencia a compresión de muros confinados nivel 3 (entrepiso).

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wentrepiso	Wtotal	FR	FE	PR	%
X1	1.68	2130	2.11	1668.377	7232	0.6	0.6	20321	36%
X2	3.02	3829	5.32	4206.524	15152	0.6	0.7	42618	36%
X3	1.68	2130	2.11	1668.377	7232	0.6	0.6	20321	36%
X4	0.91	1154	0.5	395.35	3012	0.6	0.6	11007	27%
X5	1.42	1800	3.27	2585.589	8207	0.6	0.6	17176	48%
X6	1.43	1813	5.65	4467.455	11585	0.6	0.7	20180	57%
X7	1.37	1737	3.27	2585.589	8080	0.6	0.6	16572	49%
X8	1.37	1737	3.27	2585.589	8080	0.6	0.6	16572	49%
X9	1.43	1813	5.65	4467.455	11585	0.6	0.7	20180	57%
X10	1.42	1800	3.27	2585.589	8207	0.6	0.6	17176	48%
X11	0.91	1154	0.5	395.35	3012	0.6	0.6	11007	27%
X12	1.68	2130	2.11	1668.377	7232	0.6	0.6	20321	36%
X13	3.02	3829	5.32	4206.524	15152	0.6	0.7	42618	36%
X14	1.68	2130	2.11	1668.377	7232	0.6	0.6	20321	36%

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wentrepiso	Wtotal	FR	FE	PR	%
Y1	4.07	5160	4.28	3384.196	16349	0.6	0.6	49231	33%
Y2	4.07	5160	4.28	3384.196	16349	0.6	0.6	49231	33%
Y3	3.03	3841	5.71	4514.897	15727	0.6	0.7	42759	37%
Y4	3.03	3841	7.46	5898.622	18192	0.6	0.7	42759	43%
Y5	4.14	5249	8.35	6602.345	22260	0.6	0.7	58424	38%
Y6	4.07	5160	5.32	4206.524	19977	0.6	0.7	57436	35%
Y7	4.07	5160	9.28	7337.696	23393	0.6	0.7	57436	41%
Y8	4.07	5160	5.32	4206.524	19977	0.6	0.7	57436	35%
Y9	4.14	5249	8.35	6602.345	22260	0.6	0.7	58424	38%
Y10	3.03	3841	5.71	4514.897	15727	0.6	0.7	42759	37%
Y11	3.03	3841	7.46	5898.622	18192	0.6	0.7	42759	43%
Y12	4.07	5160	4.28	3384.196	16349	0.6	0.6	49231	33%
Y13	4.07	5160	4.28	3384.196	16349	0.6	0.6	49231	33%

De los resultados obtenidos del análisis se observa que los muros en la dirección “X” como en la dirección “Y” no tienen ningún problema de esfuerzos ya que los muros con mayor carga están trabajando a una tasa del 57 % y 41 % de su resistencia a la compresión respectivamente, de forma general se puede decir que el entrepiso está trabajando a un 39 % de su capacidad de resistencia.

Tabla 4.9 Resistencia a compresión de muros confinados nivel 2 (entrepiso).

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wentrepiso	Wtotal	FR	FE	PR	%
X1	1.68	2130	2.11	1668.377	11031	0.6	0.6	20321	54%
X2	3.02	3829	5.32	4206.524	23187	0.6	0.7	42618	54%
X3	1.68	2130	2.11	1668.377	11031	0.6	0.6	20321	54%
X4	0.91	1154	0.5	395.35	4561	0.6	0.6	11007	41%
X5	1.42	1800	3.27	2585.589	12593	0.6	0.6	17176	73%
X6	1.43	1813	5.65	4467.455	17866	0.6	0.7	20180	89%
X7	1.37	1737	3.27	2585.589	12403	0.6	0.6	16572	75%
X8	1.37	1737	3.27	2585.589	12403	0.6	0.6	16572	75%
X9	1.43	1813	5.65	4467.455	17866	0.6	0.7	20180	89%
X10	1.42	1800	3.27	2585.589	12593	0.6	0.6	17176	73%
X11	0.91	1154	0.5	395.35	4561	0.6	0.6	11007	41%
X12	1.68	2130	2.11	1668.377	11031	0.6	0.6	20321	54%
X13	3.02	3829	5.32	4206.524	23187	0.6	0.7	42618	54%
X14	1.68	2130	2.11	1668.377	11031	0.6	0.6	20321	54%

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wentrepiso	Wtotal	FR	FE	PR	%
Y1	4.07	5160	4.28	3384.196	24893	0.6	0.6	49231	51%
Y2	4.07	5160	4.28	3384.196	24893	0.6	0.6	49231	51%
Y3	3.03	3841	5.71	4514.897	24083	0.6	0.7	42759	56%
Y4	3.03	3841	7.46	5898.622	27932	0.6	0.7	42759	65%
Y5	4.14	5249	8.35	6602.345	34111	0.6	0.7	58424	58%
Y6	4.07	5160	5.32	4206.524	29344	0.6	0.7	57436	51%
Y7	4.07	5160	9.28	7337.696	35890	0.6	0.7	57436	62%
Y8	4.07	5160	5.32	4206.524	29344	0.6	0.7	57436	51%
Y9	4.14	5249	8.35	6602.345	34111	0.6	0.7	58424	58%
Y10	3.03	3841	5.71	4514.897	24083	0.6	0.7	42759	56%
Y11	3.03	3841	7.46	5898.622	27932	0.6	0.7	42759	65%
Y12	4.07	5160	4.28	3384.196	24893	0.6	0.6	49231	51%
Y13	4.07	5160	4.28	3384.196	24893	0.6	0.6	49231	51%

De los resultados obtenidos del análisis se observa que los muros en la dirección “X” así como en la dirección “Y” no tienen ningún problema de esfuerzos ya que los muros que mayor

carga soportan están trabajando a una tasa del 89 % y 65 % de su resistencia a la compresión respectivamente, de forma general se puede decir que el entrepiso está trabajando a un 60 % de su capacidad de resistencia.

Tabla 4.10 Resistencia a compresión de muros confinados nivel 1(entrepiso).

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wentrepiso	Wtotal	FR	FE	PR	%
X1	1.68	2130	2.11	1668.377	14829	0.6	0.6	20321	73%
X2	3.02	3829	5.32	4206.524	31223	0.6	0.7	42618	73%
X3	1.68	2130	2.11	1668.377	14829	0.6	0.6	20321	73%
X4	0.91	1154	0.5	395.35	6110	0.6	0.6	11007	56%
X5	1.42	1800	3.27	2585.589	16979	0.6	0.6	17176	99%
X6	1.43	1813	5.65	4467.455	24146	0.6	0.7	20180	120%
X7	1.37	1737	3.27	2585.589	16725	0.6	0.6	16572	101%
X8	1.37	1737	3.27	2585.589	16725	0.6	0.6	16572	101%
X9	1.43	1813	5.65	4467.455	24146	0.6	0.7	20180	120%
X10	1.42	1800	3.27	2585.589	16979	0.6	0.6	17176	99%
X11	0.91	1154	0.5	395.35	6110	0.6	0.6	11007	56%
X12	1.68	2130	2.11	1668.377	14829	0.6	0.6	20321	73%
X13	3.02	3829	5.32	4206.524	31223	0.6	0.7	42618	73%
X14	1.68	2130	2.11	1668.377	14829	0.6	0.6	20321	73%

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL									
Muro	Long.	Wmuro	A. rib.	Wentrepiso	Wtotal	FR	FE	PR	%
Y1	4.07	5160	4.28	3384.196	33438	0.6	0.6	49231	68%
Y2	4.07	5160	4.28	3384.196	33438	0.6	0.6	49231	68%
Y3	3.03	3841	5.71	4514.897	32439	0.6	0.7	42759	76%
Y4	3.03	3841	7.46	5898.622	37672	0.6	0.7	42759	88%
Y5	4.14	5249	8.35	6602.345	45962	0.6	0.7	58424	79%
Y6	4.07	5160	5.32	4206.524	38710	0.6	0.7	57436	67%
Y7	4.07	5160	9.28	7337.696	48388	0.6	0.7	57436	84%
Y8	4.07	5160	5.32	4206.524	38710	0.6	0.7	57436	67%
Y9	4.14	5249	8.35	6602.345	45962	0.6	0.7	58424	79%
Y10	3.03	3841	5.71	4514.897	32439	0.6	0.7	42759	76%
Y11	3.03	3841	7.46	5898.622	37672	0.6	0.7	42759	88%
Y12	4.07	5160	4.28	3384.196	33438	0.6	0.6	49231	68%
Y13	4.07	5160	4.28	3384.196	33438	0.6	0.6	49231	68%

Se observa que los muros X6, X7, X8 y X9 exceden su resistencia en un 20%, 1%, 1% y 20% respectivamente, debido a que la carga que soportan es mayor a la que resiste, estos muros son más esbeltos respecto al área tributaria que le toca, el resto de ellos en esa dirección no presentan ningún esfuerzo, mientras que en la dirección “Y” los muros no presentan falla, de forma general se puede decir que el entrepiso está trabajando a un 79.5 % de su capacidad de resistencia.

4.4.Desarrollo del cálculo del método simplificado de análisis por carga sísmica

En las tablas 4.11 y 4.12 se analiza la carga muerta para losas de concreto, consideradas en áreas de pasillos y zonas de circulación, en la tabla 4.13 la correspondiente carga para muros incluyendo cadenas y castillos, y en la tabla 4.14 la carga viva a utilizar para este modelo de acuerdo a Cargas vivas de las NTCM-CDMX 2017, los cuales se describe a continuación.

Tabla 4.11 Análisis de carga de azotea (losa de concreto)

Azotea (Losa maciza)					
Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
aplanado de yeso			=	30.00	kg/m ²
Impermeabilizante			=	15.00	kg/m ²
Instalaciones y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Sísmica)			=	70.00	kg/m ²
				473.00	kg/m²

Tabla 4.12 Análisis de carga de entrepiso (losa de concreto)

Entrepiso (losa maciza)					
Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
Mortero	0.02 m	x	2100 Kg/m ³ =	42.00	kg/m ²
Mosaico			=	32.00	kg/m ²
Instalaciones Y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Sísmica)			=	100.00	kg/m ²
				573.90	kg/m²

Tabla 4.13 Análisis de carga de muros confinados (tabique de barro natural)

Peso propio de muro de 14 cm	0.14 m	x	1500 Kg/m ³ =	210.00	kg/m ²
Mortero	0.04 m	x	2100 Kg/m ³ =	84.00	kg/m ²
Cadena y Castillos	1.00 x 0.14	x 0.20 m	x 2400 Kg/m ³ =	67.20	kg/m ²
				397.32	kg/m²

Tabla 4.14 Cargas vivas NTCM-CDMX 2017

Cargas vivas	carga viva kg/m ²		
uso	W	Wa	Wm
Entrepiso	80	100	190
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15		100

4.5. Obtención del espectro de diseño

Para la obtención del espectro de diseños utilizaremos el programa PRODISIS de la CFE en su versión 2015; Habiendo definido los datos entramos al programa y elegimos la ubicación como ya se había mencionado nuestro edificio de estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas en un terreno firme tipo II el programa nos muestra un mapa de peligro sísmico fig. 4.4 el cual nos da un espectro de respuesta ya precargado con los datos de aceleración máxima en roca.

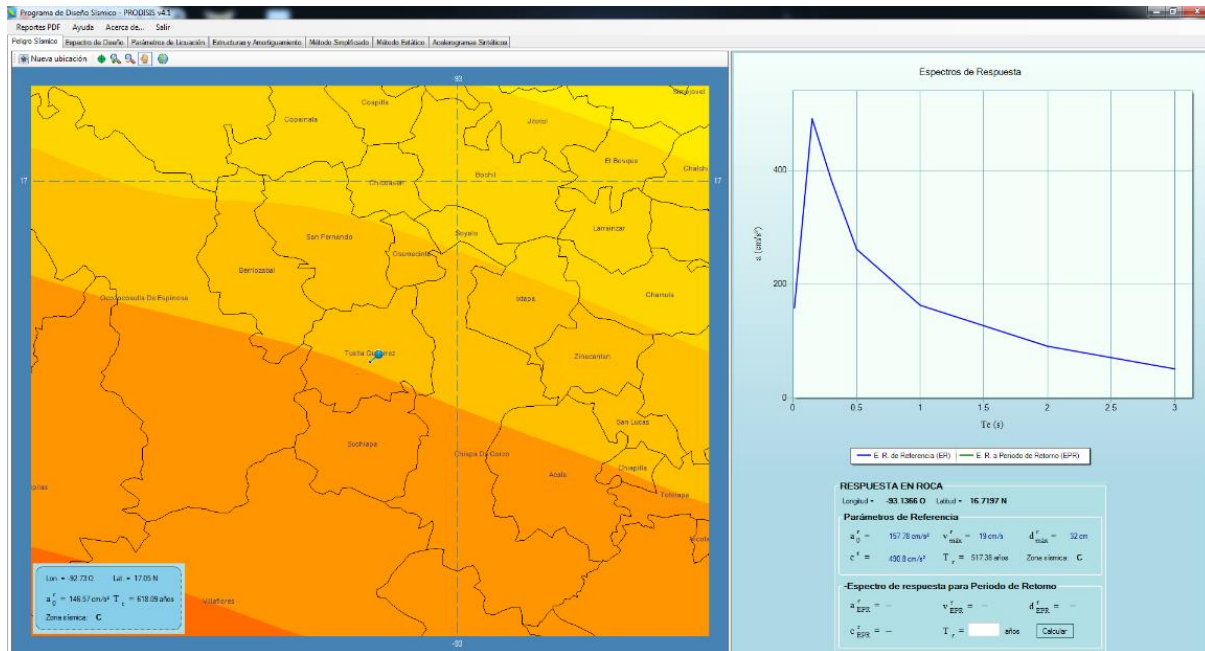


Fig. 4.4 Ubicación de la estructura en el programa PRODISIS

Habiendo realizado este paso, en la siguiente pestaña metemos los valores de acuerdo a la importancia de la estructura como ya habíamos dicho es una estructura tipo B así también ingresamos la clasificación del terreno formado por el espesor total del estrato de terreno equivalente (H_s) y la velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente (V_s) con la cual obtenemos un espectro de diseño transparente regional figura 4.5, cabe mencionar que no se tiene un estudio geotécnico de la exploración del terreno debido a que no es el objeto de esta tesis su clasificación, los datos que se ingresaron al programa es a modo para que nuestro espectro quede ubicado en un terreno tipo II dependerá del diseñador ingresar datos más precisos los cuales generan un costo adicional al diseño.

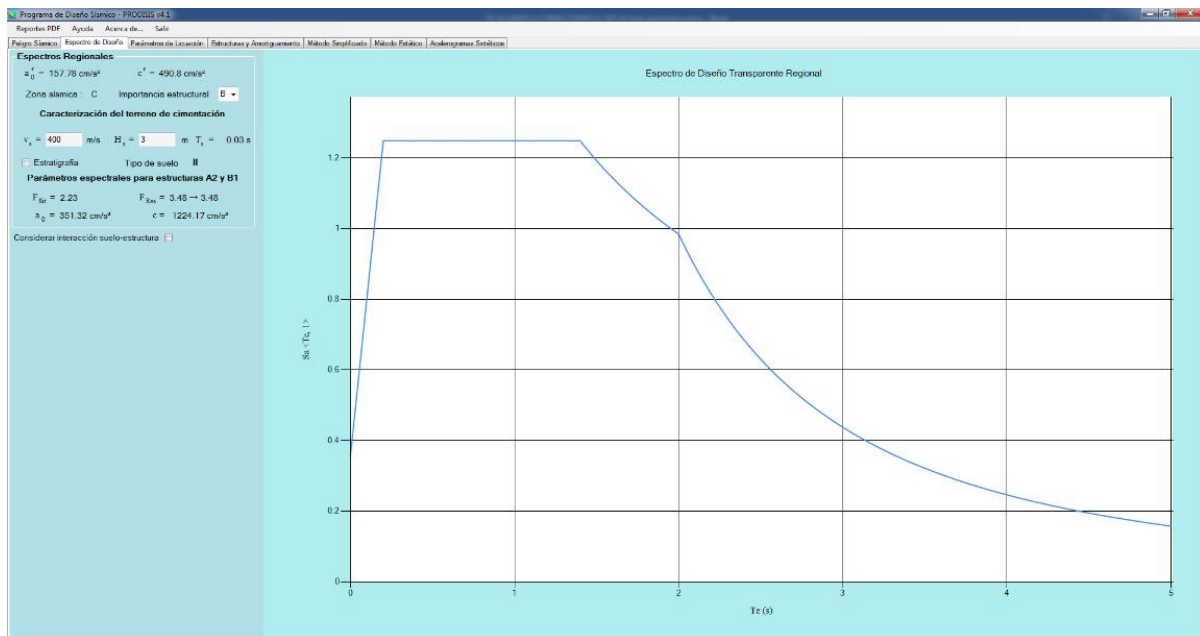


Fig. 4.5 Espectro de diseño

Como se ha venido comentando el edificio está estructurado a base muros de mampostería de piezas macizas confinada por dalas y castillos de concreto reforzado los cuales cumplen con las recomendaciones y normas de diseño estructural vigentes (RNDEV), a continuación, se detallan los factores de reducción correspondientes:

- Factor de comportamiento sísmico $Q = 2$; por ser muros de mampostería confinada
- Factor reductor por sobre resistencia $R_o = 2.5$; muros de mampostería confinada por castillos y dalas que satisfacen las RNDEV.
- Factor por redundancia ρ ; en nuestro caso de estudio en “Y” cumple las condiciones para $\rho = 1$ y en “X” cumple las condiciones para $\rho = 1.25$ tomo el menor de los dos casos por lo tanto $\rho = 1$.
- Factor correctivo por irregularidad $\alpha = 1$; ya que mi ejemplo cumple con todas las condiciones de regularidad.

Una vez definido los factores se ingresan al programa seleccionando tipo de estructuras (Edificios) y se obtiene el espectro de diseño figura 4.6.

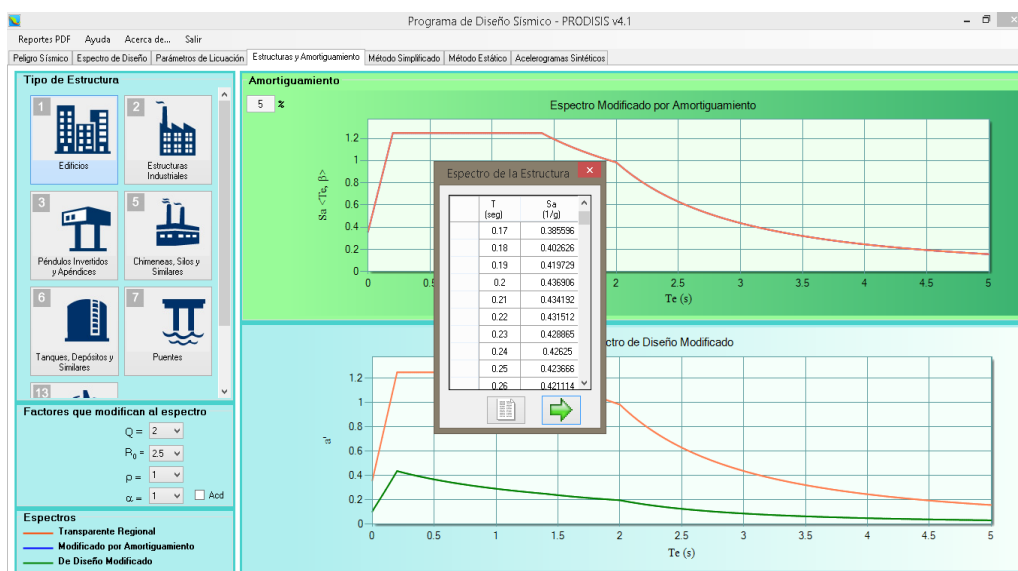


Fig. 4.6 Espectro de modificado

Con los datos obtenidos del espectro se guarda en una hoja de texto para aplicar el método, la normativa nos dice que se debe de emplear la ordena espectral máxima normalizada reducida $a_{<T_{\alpha}, \beta>}$; reducida por los factores de sobrerresistencia y ductilidad ya mencionados para nuestro caso se obtiene un coeficiente sísmico de 0.436906 el cual ingresamos a nuestra hoja de cálculo para realizar el análisis de las fuerzas sísmicas que obran en la estructura, obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 4.15 Resistencia a fuerza cortante de muros confinados nivel 4 (azotea).

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wazotea	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
X1	1.68	1802	2.11	998.03	2800	1223	2234	55%
X2	3.02	3240	5.32	2516.36	5756	2515	4445	57%
X3	1.68	1802	2.11	998.03	2800	1223	2234	55%
X4	0.91	976	0.5	236.5	1213	530	1146	46%
X5	1.42	1523	3.27	1546.71	3070	1341	2036	66%
X6	1.43	1534	5.65	2672.45	4207	1838	2285	80%
X7	1.37	1470	3.27	1546.71	3016	1318	1976	67%
X8	1.37	1470	3.27	1546.71	3016	1318	1976	67%
X9	1.43	1534	5.65	2672.45	4207	1838	2285	80%
X10	1.42	1523	3.27	1546.71	3070	1341	2036	66%
X11	0.91	976	0.5	236.5	1213	530	1146	46%
X12	1.68	1802	2.11	998.03	2800	1223	2234	55%
X13	3.02	3240	5.32	2516.36	5756	2515	4445	57%
X14	1.68	1802	2.11	998.03	2800	1223	2234	55%

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wazotea	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
Y1	4.07	4366	4.28	2024.44	6391	2792	6452	43%
Y2	4.07	4366	4.28	2024.44	6391	2792	6452	43%
Y3	3.03	3250	5.71	2700.83	5951	2600	4506	58%
Y4	3.03	3250	7.46	3528.58	6779	2962	4692	63%
Y5	4.14	4441	8.35	3949.55	8391	3666	7084	52%
Y6	4.07	4366	8.82	4171.86	8538	3730	6998	53%
Y7	4.07	4366	9.28	4389.44	8756	3825	7053	54%
Y8	4.07	4366	8.82	4171.86	8538	3730	6998	53%
Y9	4.14	4441	8.35	3949.55	8391	3666	7084	52%
Y10	3.03	3250	5.71	2700.83	5951	2600	4506	58%
Y11	3.03	3250	7.46	3528.58	6779	2962	4692	63%
Y12	4.07	4366	4.28	2024.44	6391	2792	6452	43%
Y13	4.07	4366	4.28	2024.44	6391	2792	6452	43%

De acuerdo a los resultados obtenido se observa que en este nivel los muros no presentan ningún problema ante la aplicación de las fuerzas sísmicas debido a que los muros que mayor carga resisten, están trabajando a un 80% y 63% en X y Y respectivamente. Esto se debe a que las cargas que están interactuando en la estructura a este nivel no representan mayor problema, por lo que no se presenta ningún tipo de falla.

Tabla 4.16 Resistencia a fuerza cortante de muros confinados nivel 3 (entrepiso).

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wentrepiso	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
X1	1.68	1802	2.11	1134.97	5737	2507	2851	88%
X2	3.02	3240	5.32	2861.63	11857	5181	5811	89%
X3	1.68	1802	2.11	1134.97	5737	2507	2851	88%
X4	0.91	976	0.5	268.95	2458	1074	1408	76%
X5	1.42	1523	3.27	1758.93	6352	2775	2726	102%
X6	1.43	1534	5.65	3039.14	8780	3836	3245	118%
X7	1.37	1470	3.27	1758.93	6245	2728	2654	103%
X8	1.37	1470	3.27	1758.93	6245	2728	2654	103%
X9	1.43	1534	5.65	3039.14	8780	3836	3245	118%
X10	1.42	1523	3.27	1758.93	6352	2775	2726	102%
X11	0.91	976	0.5	268.95	2458	1074	1408	76%
X12	1.68	1802	2.11	1134.97	5737	2507	2851	88%
X13	3.02	3240	5.32	2861.63	11857	5181	5811	89%
X14	1.68	1802	2.11	1134.97	5737	2507	2851	88%

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wentrepiso	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
Y1	4.07	4366	4.28	2302.21	13059	5706	8147	70%
Y2	4.07	4366	4.28	2302.21	13059	5706	8147	70%
Y3	3.03	3250	5.71	3071.41	12273	5362	5924	91%
Y4	3.03	3250	7.46	4012.73	14042	6135	6321	97%
Y5	4.14	4441	8.35	4491.47	17324	7569	9368	81%
Y6	4.07	4366	5.32	2861.63	15766	6888	8835	78%
Y7	4.07	4366	9.28	4991.71	18113	7914	9432	84%
Y8	4.07	4366	5.32	2861.63	15766	6888	8835	78%
Y9	4.14	4441	8.35	4491.47	17324	7569	9368	81%
Y10	3.03	3250	5.71	3071.41	12273	5362	5924	91%
Y11	3.03	3250	7.46	4012.73	14042	6135	6321	97%
Y12	4.07	4366	4.28	2302.21	13059	5706	8147	70%
Y13	4.07	4366	4.28	2302.21	13059	5706	8147	70%

Se observa que los muros bajo la nomenclatura X5, X6, X7, X8, X9 y X10 exceden su resistencia en un 2%, 18%, 3%, 3%, 18% y 2% respectivamente, mientras que en la dirección “Y” los muros no presentan falla, se puede decir que los muros están trabajando a un 95 % en la dirección “X”, y a un 81%; en la dirección “Y” en general el piso está trabajando a un 88% de su resistencia a cortante.

Tabla 4.17 Resistencia a fuerza cortante de muros confinados nivel 2 (entrepiso).

PROPIEDADES GEOMETRICA DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wenrepiso	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
X1	1.68	1802	2.11	1134.97	8675	3790	3468	109%
X2	3.02	3240	5.32	2861.63	17959	7846	7177	109%
X3	1.68	1802	2.11	1134.97	8675	3790	3468	109%
X4	0.91	976	0.5	268.95	3703	1618	1669	97%
X5	1.42	1523	3.27	1758.93	9635	4209	3415	123%
X6	1.43	1534	5.65	3039.14	13353	5834	4204	139%
X7	1.37	1470	3.27	1758.93	9474	4139	3332	124%
X8	1.37	1470	3.27	1758.93	9474	4139	3332	124%
X9	1.43	1534	5.65	3039.14	13353	5834	4204	139%
X10	1.42	1523	3.27	1758.93	9635	4209	3415	123%
X11	0.91	976	0.5	268.95	3703	1618	1669	97%
X12	1.68	1802	2.11	1134.97	8675	3790	3468	109%
X13	3.02	3240	5.32	2861.63	17959	7846	7177	109%
X14	1.68	1802	2.11	1134.97	8675	3790	3468	109%

PROPIEDADES GEOMETRICA DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wentrepiso	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
Y1	4.07	4366	4.28	2302.21	19727	8619	9842	88%
Y2	4.07	4366	4.28	2302.21	19727	8619	9842	88%
Y3	3.03	3250	5.71	3071.41	18595	8124	7342	111%
Y4	3.03	3250	7.46	4012.73	21305	9308	7950	117%
Y5	4.14	4441	8.35	4491.47	26256	11471	11652	98%
Y6	4.07	4366	5.32	2861.63	22994	10046	10672	94%
Y7	4.07	4366	9.28	4991.71	27471	12002	11810	102%
Y8	4.07	4366	5.32	2861.63	22994	10046	10672	94%
Y9	4.14	4441	8.35	4491.47	26256	11471	11652	98%
Y10	3.03	3250	5.71	3071.41	18595	8124	7342	111%
Y11	3.03	3250	7.46	4012.73	21305	9308	7950	117%
Y12	4.07	4366	4.28	2302.21	19727	8619	9842	88%
Y13	4.07	4366	4.28	2302.21	19727	8619	9842	88%

Para este entrepiso los muros X4 y X11 no han llegado a la resistencia de su capacidad máxima, el resto de los muros soportan una carga 9% hasta 39% mayor a su resistente, mientras que en el eje transversal empiezan a presentar algún tipo de falla los muros Y3, Y4, Y7, Y10 y Y11 están trabajando desde un 2% hasta 17% arriba de su capacidad de carga esto nos indica que ya presentan algún tipo de falla debido a la fuerza cortante aplicada.

Tabla 4.18 Resistencia a fuerza cortante de muros confinados nivel 1 (entrepiso).

PROPIEDADES GEOMETRICA DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wazotea	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
X1	1.68	1802	2.11	1134.97	11612	5073	4085	124%
X2	3.02	3240	5.32	2861.63	24060	10512	8543	123%
X3	1.68	1802	2.11	1134.97	11612	5073	4085	124%
X4	0.91	976	0.5	268.95	4948	2162	1931	112%
X5	1.42	1523	3.27	1758.93	12917	5643	4104	138%
X6	1.43	1534	5.65	3039.14	17926	7832	4204	186%
X7	1.37	1470	3.27	1758.93	12702	5550	4010	138%
X8	1.37	1470	3.27	1758.93	12702	5550	4010	138%
X9	1.43	1534	5.65	3039.14	17926	7832	4204	186%
X10	1.42	1523	3.27	1758.93	12917	5643	4104	138%
X11	0.91	976	0.5	268.95	4948	2162	1931	112%
X12	1.68	1802	2.11	1134.97	11612	5073	4085	124%
X13	3.02	3240	5.32	2861.63	24060	10512	8543	123%
X14	1.68	1802	2.11	1134.97	11612	5073	4085	124%

PROPIEDADES GEOMETRICA DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	Long.	Wmuro	A. trib.	Wazotea	Wtotal	Vactuante	Vresistente	%
Y1	4.07	4366	4.28	2302.21	26396	11532	11537	100%
Y2	4.07	4366	4.28	2302.21	26396	11532	11537	100%
Y3	3.03	3250	5.71	3071.41	24917	10886	8760	124%
Y4	3.03	3250	7.46	4012.73	28569	12482	9515	131%
Y5	4.14	4441	8.35	4491.47	35189	15374	13935	110%
Y6	4.07	4366	5.32	2861.63	30221	13204	12509	106%
Y7	4.07	4366	9.28	4991.71	36829	16091	14189	113%
Y8	4.07	4366	5.32	2861.63	30221	13204	12509	106%
Y9	4.14	4441	8.35	4491.47	35189	15374	13935	110%
Y10	3.03	3250	5.71	3071.41	24917	10886	8760	124%
Y11	3.03	3250	7.46	4012.73	28569	12482	9515	131%
Y12	4.07	4366	4.28	2302.21	26396	11532	11537	100%
Y13	4.07	4366	4.28	2302.21	26396	11532	11537	100%

Se observa que los muros en la dirección X todos fallan debido a que la carga actuante es mayor que lo que resiste hasta en un 86%, mientras que en la dirección Y solamente los muros Y1, Y2, Y12 y Y13 están trabajando a su capacidad total del 100% y el resto en esta dirección rebasan su capacidad de carga hasta en un 31%. De los datos mostrados en las tablas 4.17 y 4.18 existe un incremento del número de muros que fallan por mecanismo de corte esto debido a que los muros de los primeros niveles soportan mayor carga.

4.6.Desarrollo del cálculo del método estático sin estimar el periodo fundamental de la estructura

Tomando en consideración el ejemplo anterior Se trata de un edificio para uso habitacional ubicado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas el cual consta de cuatro niveles y abarca una superficie de 512 m² en una planta rectangular, con 16.00 m de largo y 8.00 m de ancho. Tiene un sistema estructural principal de muros de mampostería confinada de tabique rojo recocido, y una altura de 2.80 m para los entrepisos. Dadas las particularidades del edificio el diseño se hizo en base a consideraciones regionales, se utilizo un tabique con resistencias de diseño a compresión y cortante de $f'_m=20 \text{ kg/cm}^2$ y $V'_m=2.00 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente. Las dimensiones de las piezas son de $7 \times 14 \times 28 \text{ cm}$, lo que resultó en muros con espesor de 14 cm. El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se consideró igual a $12,000 \text{ kg/cm}^2$. El sistema de piso se estructuró con base en losas macizas de concreto reforzado con espesor de 10 cm.

En términos de regularidad estructural, el edificio exhibe una relación largo /ancho de la base de 2, no excede el límite de 2.5. la relación altura y/ancho mínimo de la base es 1.4, no excede el límite reglamentario de 2.5. El diseño del edificio cumple con los requerimientos de las **NTCM CDMX 2017, y del Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC CFE) en su versión 2015.**

4.7. Análisis de cargas

En las tablas 4.19 y 4.20 se analiza la carga muerta para losas de concreto, en la tabla 4.21 la correspondiente carga para muros incluyendo cadenas y castillos y en la tabla 4.22 la carga viva a utilizar para este modelo de acuerdo a Cargas vivas NTCM-CDMX 2017, estos datos se ingresan como se describe a continuación:

Tabla 4.19 Análisis de carga de azotea (losa de concreto)

Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
aplanado de yeso			=	30.00	kg/m ²
Impermeabilizante			=	15.00	kg/m ²
Instalaciones y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Sísmica)			=	70.00	kg/m ²
				473.00	kg/m²

Tabla 4.20 Análisis de carga de entrepiso (losa de concreto)

Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
Mortero	0.02 m	x	2100 Kg/m ³ =	42.00	kg/m ²
Mosaico			=	32.00	kg/m ²
Instalaciones Y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Sísmica)			=	100.00	kg/m ²
				573.90	kg/m²

Tabla 4.21 Análisis de carga de muros confinados (tabique de barro natural)

Peso propio de muro de 14 cm	0.14 m	x	1500 Kg/m ³ =	210.00	kg/m ²
Mortero	0.04 m	x	2100 Kg/m ³ =	84.00	kg/m ²
Cadena y 1.00 x Castillos	0.14 m	x	0.20 m x 2400 Kg/m ³ =	67.20	kg/m ²
				397.32	kg/m²

Tabla 4.22 Cargas vivas NTCM-CDMX 2017

Cargas vivas	carga viva kg/m ²		
uso	W	Wa	Wm
Entrepiso	80	100	190
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

4.8. Obtención de fuerzas laterales

De un análisis de carga se obtuvieron los pesos de los pisos por nivel los cuales ya se encuentran afectados por los factores de acuerdo a reglamento para la carga sísmica quedando de la siguiente manera: 139.36 ton. Para el nivel 4 que funciona como planta de azotea y 144.13 ton. Para los niveles de entrepiso 1, 2 y 3, estos pesos nos servirán para obtener las fuerzas laterales que actúan en el edificio por medio del programa PRODISIS de la CFE en su versión 2015.

Habiendo definido los datos entramos al programa y elegimos la ubicación como ya se había mencionado nuestro edificio de estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas en un terreno firme tipo II el programa nos muestra un mapa de peligro sísmico fig. 4.7 el cual nos da un espectro de respuesta ya precargado con los datos de aceleración máxima en roca.

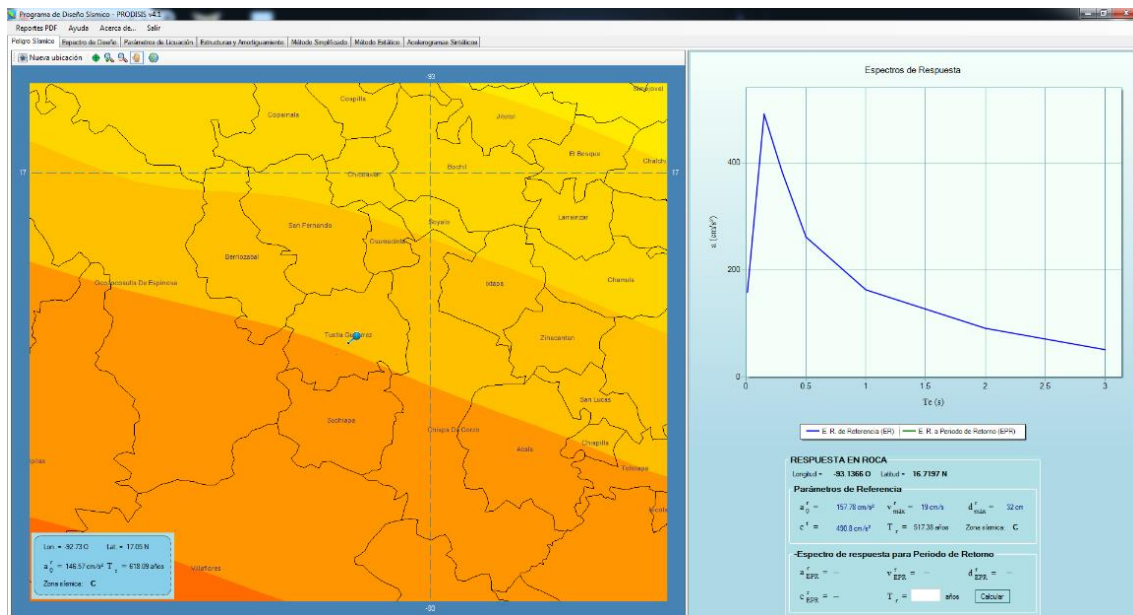


Fig. 4.7 Ubicación de la estructura en el programa PRODISIS

A continuación en la siguiente pestaña metemos los valores de acuerdo a la importancia de la estructura como ya habíamos dicho es una estructura tipo B así también ingresamos la clasificación del terreno formado por el espesor total del estrato de terreno equivalente (H_s) y la velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente (V_s) con la cual obtenemos un espectro de diseño transparente regional figura 4.8, cabe mencionar que no se tiene un estudio geotécnico de la exploración del terreno ya que no es el objeto de esta tesis su clasificación, los datos que se ingresaron al programa es a modo para que nuestro espectro quede ubicado en un terreno tipo II dependerá del diseñador ingresar datos más precisos los cuales generan un costo adicional al diseño.

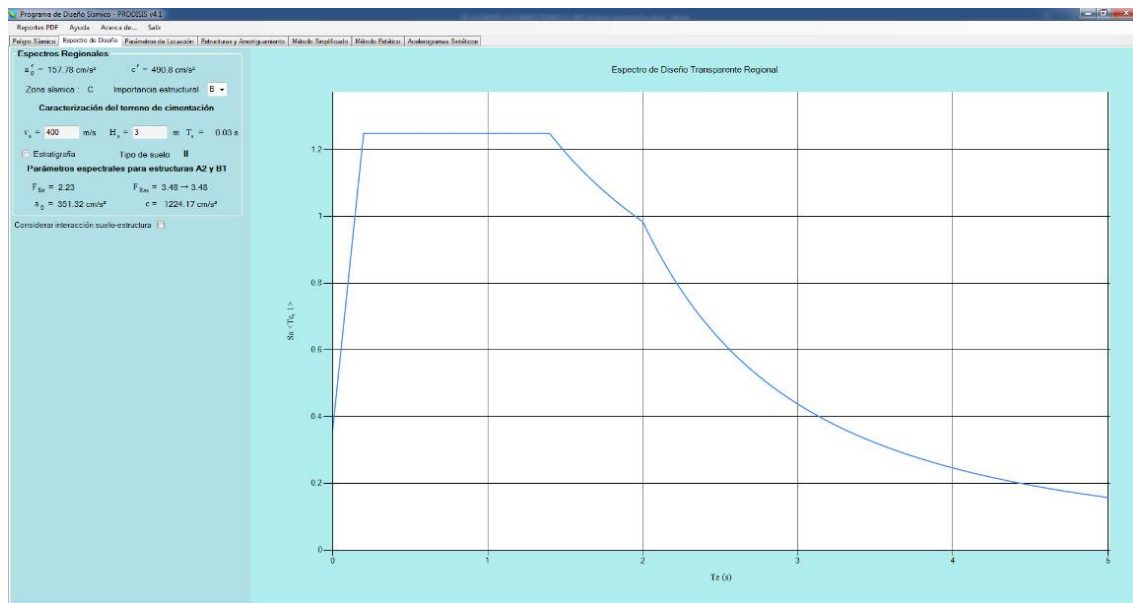


Fig. 4.8 Espectro de diseño

Como se ha venido comentando el edificio está estructurado a base muros de mampostería de piezas macizas confinada por dalas y castillos de concreto reforzado los cuales cumplen con las recomendaciones y normas de diseño estructural vigentes (RNDEV), a continuación, se detallan los factores de reducción correspondientes:

- Factor de comportamiento sísmico $Q = 2$; por ser muros de mampostería confinada
- Factor reductor por sobre resistencia $R_o = 2.5$; muros de mampostería confinada por castillos y dalas que satisfacen las RNDEV.
- Factor por redundancia ρ ; en nuestro caso de estudio en “Y” cumple las condiciones para $\rho = 1$ y en “X” cumple las condiciones para $\rho = 1.25$ tomo el menor de los dos casos por lo tanto $\rho = 1$.
- Factor correctivo por irregularidad $\alpha = 1$; ya que mi ejemplo cumple con todas las condiciones de regularidad.

Una vez definido los factores se ingresan al programa seleccionando tipo de estructuras (Edificios) y se obtiene el espectro de diseño figura 4.9.

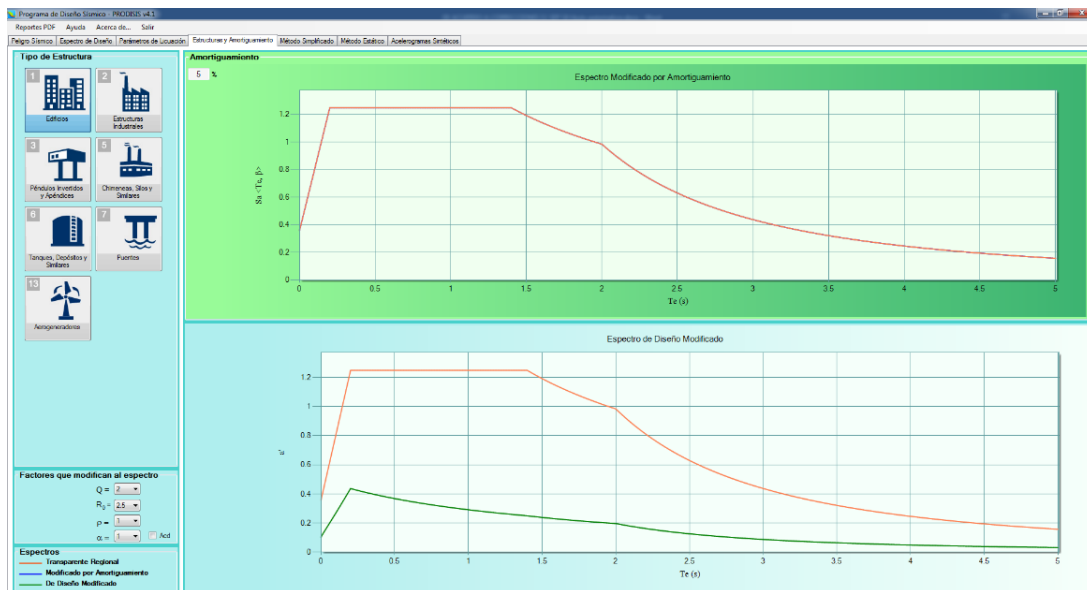


Fig. 4.9 Espectro de modificado

Con los datos obtenidos del espectro se guarda en una hoja de texto el cual nos servirá para nuestro espectro de respuesta que ingresaremos para el cálculo sísmico dinámico más adelante en el programa SAP2000; el siguiente paso nos colocamos en la pestaña que dice estático del programa y alimentamos de cuantos niveles es nuestro edificio y los pesos obtenidos del análisis de carga los datos son 139.36 ton. para el nivel 4 que funciona como planta de azotea y 144.13 ton. para los niveles 1, 2, y 3 así como las alturas correspondientes de cada entrepiso; en la figura 4.10, se muestran esquemáticamente las fuerzas que obran en la estructura por cada nivel obtenidas con el programa PRODISIS las cuales utilizaremos para nuestro calculo como patrón de carga en el programa SAP2000.

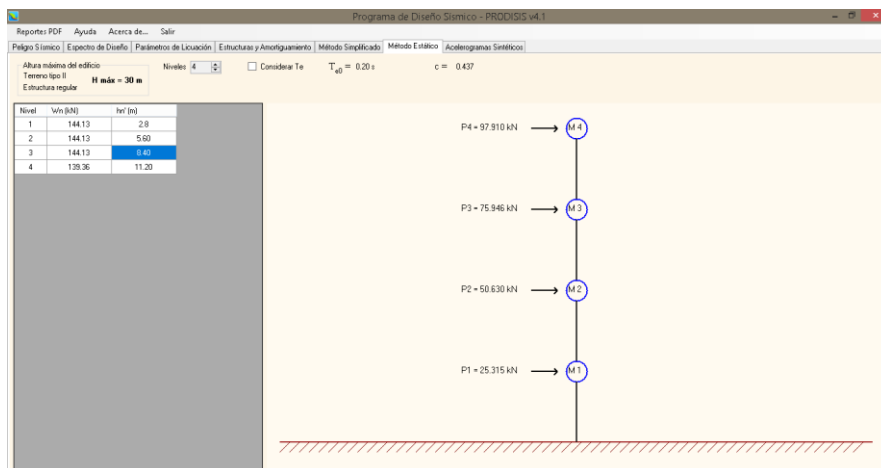


Fig. 4.10 Distribucion de fuerzas sismicas sin considerar Te0

Una vez que se tienen las fuerzas laterales que obran en la estructura, el siguiente paso es entrar al programa SAP2000 y modelar la estructura para esto se siguen los siguientes pasos:

1. Elegimos las unidades de inicio (Ton,m,c)
2. Activamos el Menú / File y escogemos la opción New / Model se despliega una pantalla donde nos indica si queremos iniciar con un modelo predefinido o escogemos los que tiene el programa en este caso elegimos (Grid Only) para mostrar paso a paso el desarrollo del proceso y se nos presenta un formulario para definir ejes, distancias entre ejes, pisos, altura de entresijos le damos aceptar y se nos despliega un modelo por default, figura 4.11.

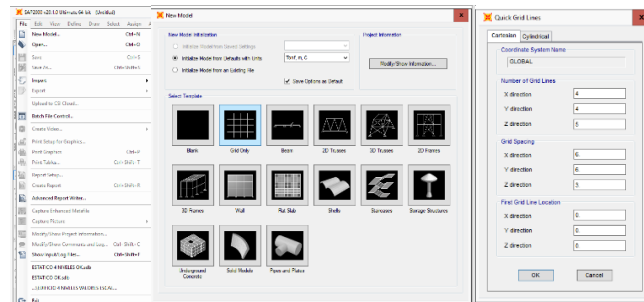


Fig. 4.11 plantilla predeterminadas

3. Una vez definido el modelo con el clic derecho modificamos las Grid a nuestra conveniencia la cual se le asignaran las medidas de nuestro modelo, ya sea por espaciamiento o por coordenadas figura 4.12

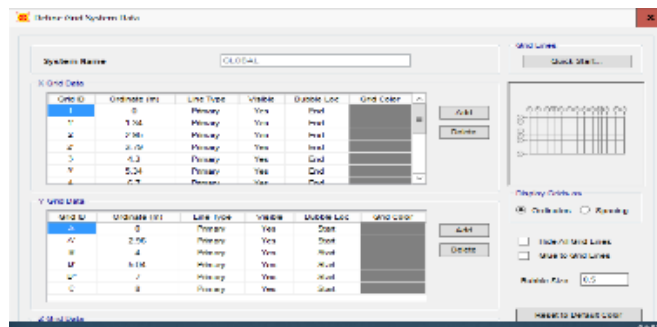


Fig. 4.12 definición de nuevo modelo

4. El siguiente paso es definir las propiedades del material, en la lista general de pantalla seleccionamos Menú / Define / Materials, figura 4.13 y por default aparece dos tipos definidos para concreto y acero cliqueamos el de concreto o creamos un nuevo material y modificamos las propiedades.

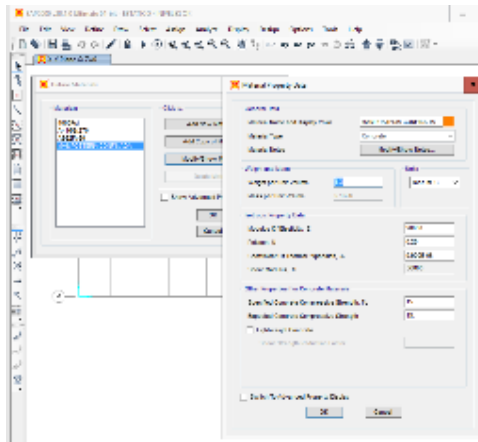


Fig. 4.13 Tipo de material

- Para definir las propiedades de la sección si es un frame, cable o área sections ingresamos en la pantalla Menú / Define / Section / Properties y seleccionamos Área Sections, una vez realizado esto le damos modificar propiedades como se muestra en la figura 4.14 y 4.15.

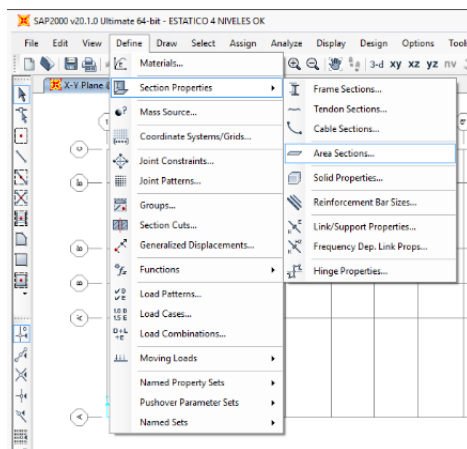


Fig. 4.14 Tipo de sección

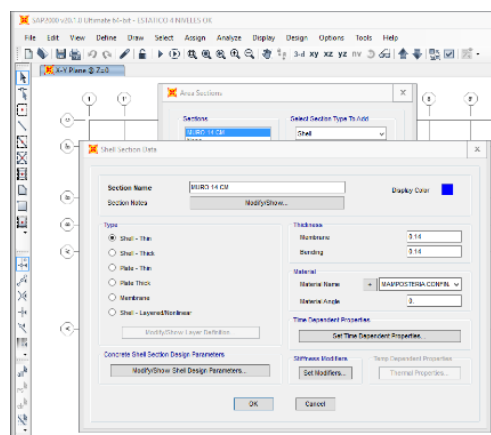


Fig. 4.15 Propiedades de la sección y tipo de material

- En este paso a nuestro modelo de Grid le dibujamos las propiedades que elegimos que en nuestro caso es el de mampostería confinada para realizarlo nos posicionamos en los Iconos del lado izquierdo y podemos hacerlo con Draw Rectangular Área o con Quick Draw Área, una vez que lo seleccionamos aparece una ventana de la propiedad del objeto figura 4.16 y escogemos la sección que ya definimos y vamos dándole la propiedad al modelo; esto lo hacemos piso por piso o modelamos un solo piso y replicamos.

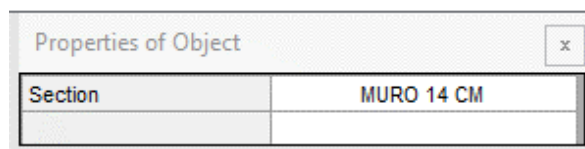


Fig. 4.16 propiedades del tipo de objeto

7. Realizado el paso anterior el modelo se verá como se muestra en la figura 4.17 y figura 4.18.

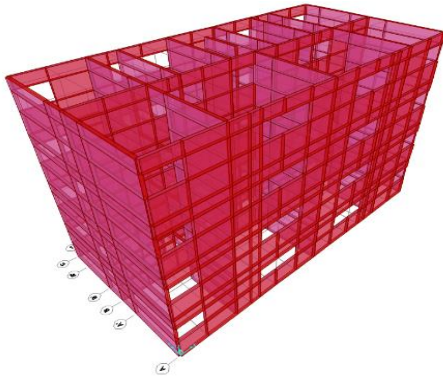


Fig. 4.17 Modelo 3d del edificio en estudio

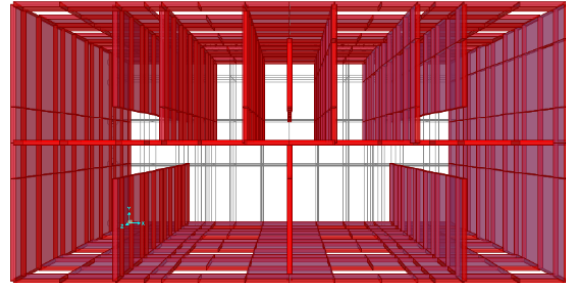


Fig. 4.18 Vista en planta del Modelo en estudio

8. Es conveniente hasta este paso darle la condición de empotramiento a nuestro modelo el cual lo realizamos seleccionando los nodos base y luego seguimos la ruta Menú / Assign / Joint / Restraints; una vez seleccionada se despliega una ventana donde nos presenta los tipos de restricciones que le queremos asignar ya sea de traslación o rotación en los ejes “X”, “Y” o “Z” o decidimos seleccionarlas restricciones predeterminadas a nuestro modelo para nuestro caso le asignamos empotramiento figura 4.19.

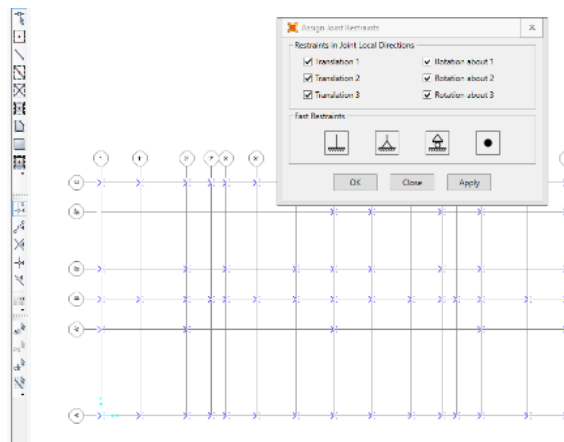


Fig. 4.19 Restricciones al modelo

9. En este paso procedemos a definir las cargas siguiendo la ruta Menú / Define / Load Patterns, figura 4.20.

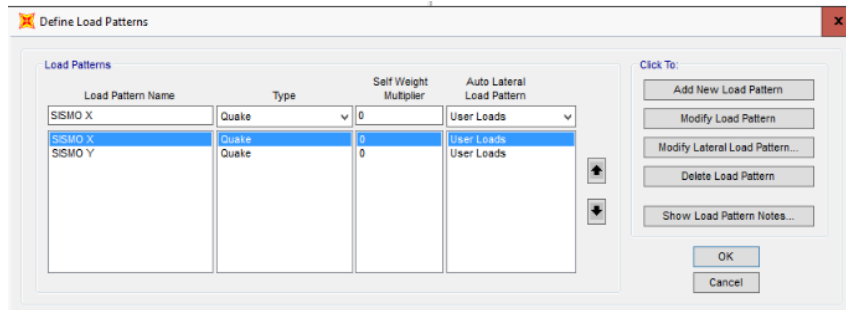


Fig. 4.20 Patrones de carga

10. Procedemos a Definir los estados de cargas siguiendo la ruta Menú / Define / Load Cases, figura 4.21.

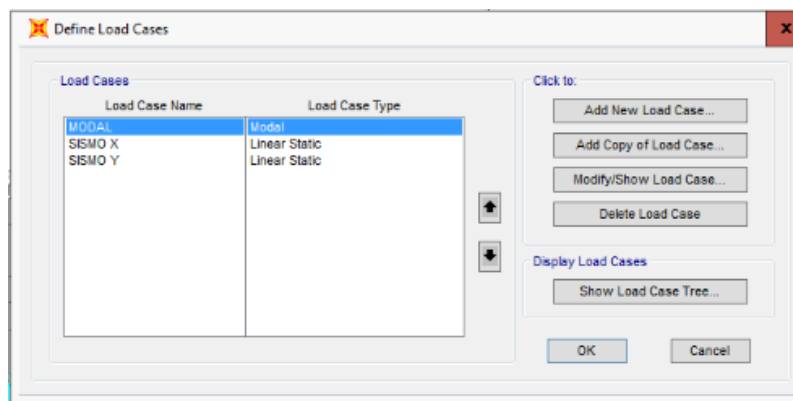


Fig. 4.21 Estados de carga

11. Procedemos a definir las combinaciones de carga de acuerdo con normativa siguiendo la ruta Menú / Define / Load Combination, figura 4.22.

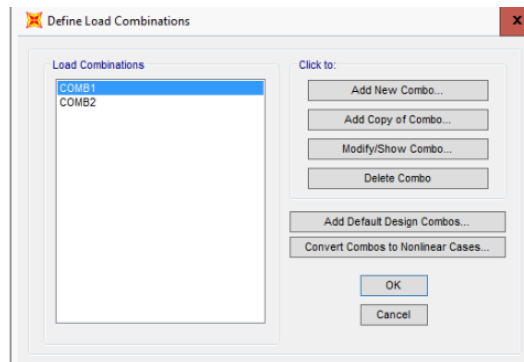


Fig. 4.22 Combinaciones de carga

12. Procedemos a definir los diafragmas rígidos siguiendo la ruta Menú / Define / Joint / Constraints y se despliega una ventana donde creamos los diafragmas para los diferentes pisos del edificio en estudio figura 4.23.

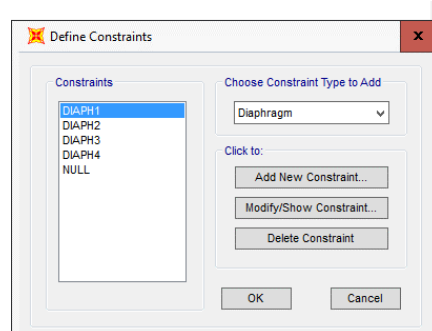


Fig. 4.23 Definición de diafragma rígido

13. Seleccionamos piso por piso y le vamos asignando los diagramas correspondientes figura 4.24.

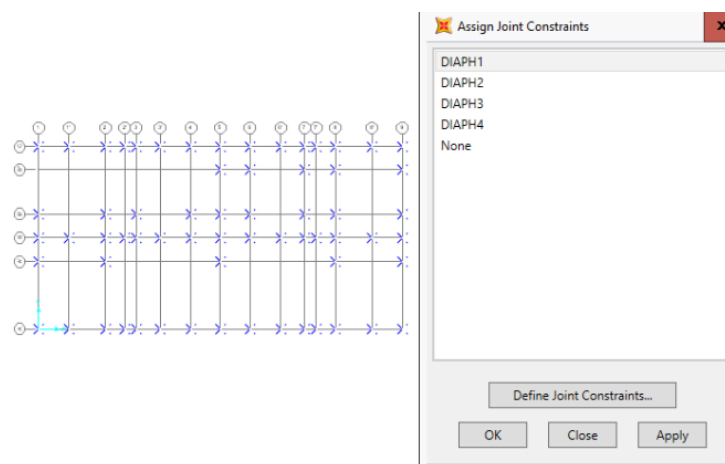


Fig. 4.24 Asignación de diafragma

14. Realizado los pasos anteriores procedemos a aplicar las fuerzas laterales obtenida del programa PRODISIS las cuales serán aplicadas al centro de masa siguiendo la ruta Menú / Define / Load Patterns; a la ventana que aparece le indicamos que modifique las cargas en Modify Lateral Load Patterns y colocamos las fuerzas correspondientes figura 4.25.

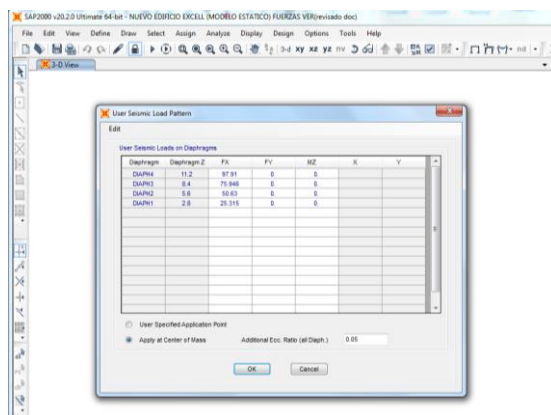


Fig. 4.25 Aplicación de fuerzas en el centro de masa

15. Procedemos a seleccionar las áreas tipo Shell para discretizarlas siguiendo la ruta Menú /Assign /Área /Automatic Área Mesh y se nos presenta la siguiente ventana donde indicamos el tamaño deseado para su discretización es decir se divide el modelo en un numero finito de partes lo cual nos servirá para poder transmitir las cargas con un mínimo de error numérico figura 4.26.

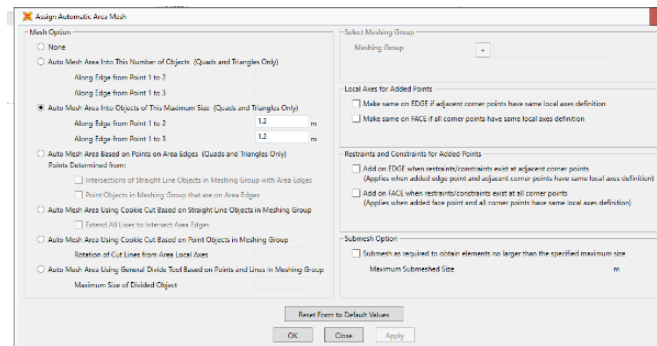


Fig. 4.26 Asignación automática de mesh

16. Procedemos a correr el modelo siguiendo la ruta Menú / Analyze / Run Análisis figura 4.27 y nos presenta una ventana donde establecemos los casos de carga que deseamos analizar y corremos el análisis figura 4.28.

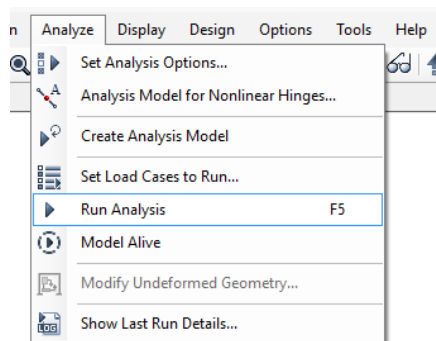


Fig. 4.27 Elección del análisis del modelo

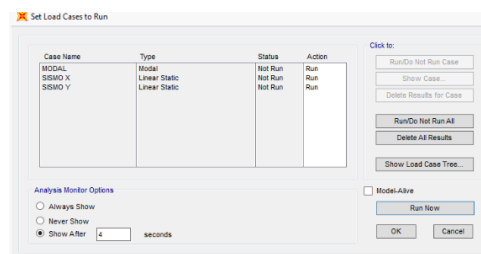


Fig. 4.28 Selección del tipo de cargas a analizar

17. Procedemos a correr el modelo discretizado y se puede observar que ya está mallado, así como también nos enseña el modo de vibrar de la estructura 0.57225 figura 4.29.

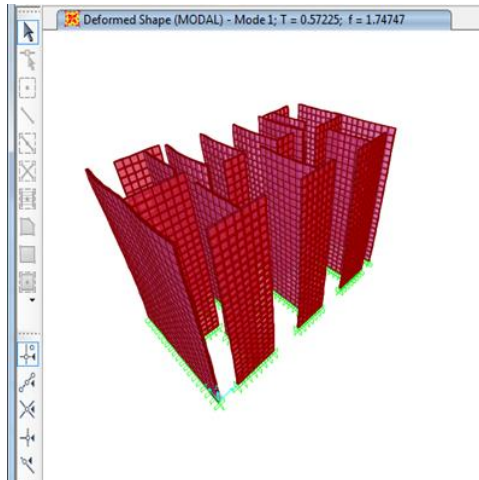


Fig. 4.29 Primer modo de vibrar de la estructura

18. El último paso es interpretar el análisis para lo cual le pedimos al programa que nos muestre los resultados siguiendo la ruta Menú / Display / Show Tables figura 4.30 y se despliega una ventana donde indicamos que datos queremos que nos muestre.

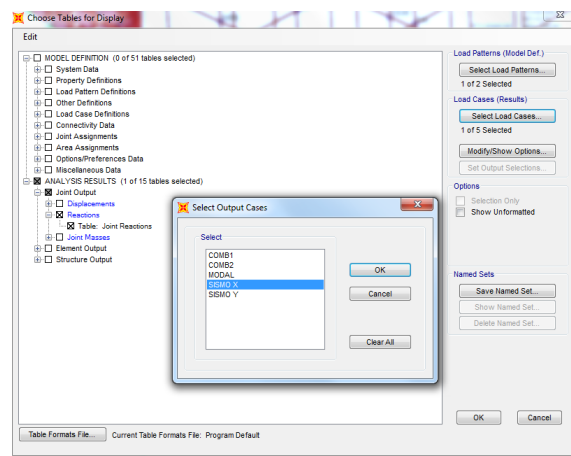


Fig. 4.30 Selección de resultados a mostrar

Después de haber realizado el modelo de cálculo del edificio en estudio, se obtuvieron los siguientes resultados indicados figura 4.31, de la demanda solicitada en este caso para el muro X1 compuesto por 4 nodos y en la figura 4.32 se muestra el muro Y1 compuesto por 9 nodos y así sucesivamente se hace la solicitud para cada muro, en la tabla 4.23 se muestra el concentrado de las reacciones a nivel de base del cortante actuante del edificio en mención.

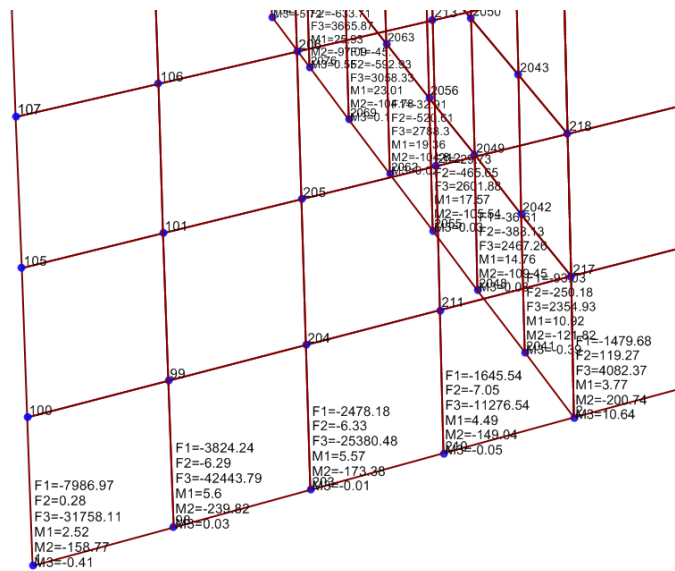


Fig. 4.31 Reacciones en la base muro X1

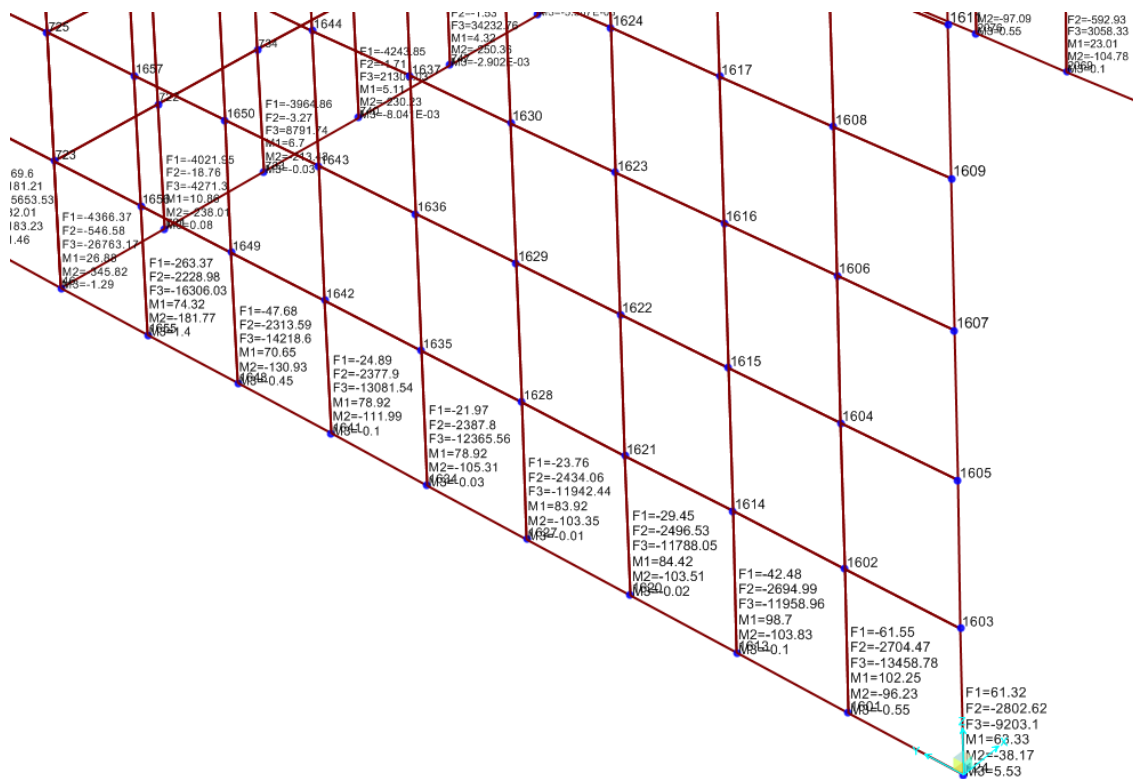


Fig. 4.32 Reacciones en la base muro Y1

Tabla 4.23 Comparación de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo de la estructura para ambas direcciones.

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL						
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante M. Simplificado	Vactuante sin considerar Te0		%
				X	Y	
X1	1.68	1802	5073	15935	102	314%
X2	3.02	3240	10512	48594	2196	462%
X3	1.68	1802	5073	14267	103	281%
X4	0.91	976	2162	7967	78	369%
X5	1.42	1523	5643	12244	95	217%
X6	1.43	1534	7832	10223	2199	131%
X7	1.37	1470	5550	10281	134	185%
X8	1.37	1470	5550	10281	140	185%
X9	1.43	1534	7832	10223	2324	131%
X10	1.42	1523	5643	12244	113	217%
X11	0.91	976	2162	7967	94	369%
X12	1.68	1802	5073	14267	137	281%
X13	3.02	3240	10512	48594	3138	462%
X14	1.68	1802	5073	15935	135	314%
Sumas Parciales			83,691 kg	239,022 kg	10,989 kg	

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL						
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante M. Simplificado	Vactuante sin considerar Te0		%
				X	Y	
Y1	4.07	4366	11532	454	20746	180%
Y2	4.07	4366	11532	474	20835	181%
Y3	3.03	3250	10886	1589	12033	111%
Y4	3.03	3250	12482	1719	12152	97%
Y5	4.14	4441	15374	218	13632	89%
Y6	4.07	4366	13204	324	16367	124%
Y7	4.07	4366	16091	1224	20709	129%
Y8	4.07	4366	13204	324	17386	132%
Y9	4.14	4441	15374	218	16041	104%
Y10	3.03	3250	10886	1589	14796	136%
Y11	3.03	3250	12482	1719	15100	121%
Y12	4.07	4366	11532	454	29553	256%
Y13	4.07	4366	11532	474	29464	255%
Sumas Parciales			166,113 kg	10,779 kg	238,812 kg	
Sumas Totales			249,805 kg	249,801 kg	249,801 kg	

En la tabla 4.23 se muestra un resumen de los cortantes obtenidos, se hace la comparativa del cortante actuante del análisis sísmico estático sin estimar el periodo fundamental, contra el cortante actuante obtenido por medio del método sísmico simplificado. Del análisis de datos se observa que el resultado final es el mismo, aunque el porcentaje que recibe cada muro difiere esto se debe que el análisis sísmico simplificado distribuye las fuerzas de forma proporcional en ambas direcciones, mientras que con el programa le da más peso en dirección del análisis.

En la figura 4.33 y 4.34 se muestra de forma gráfica la comparativa de los cortantes obtenidos en la base, entre el método de análisis sísmico simplificado y el método sísmico estático sin considerar el periodo de la estructura.

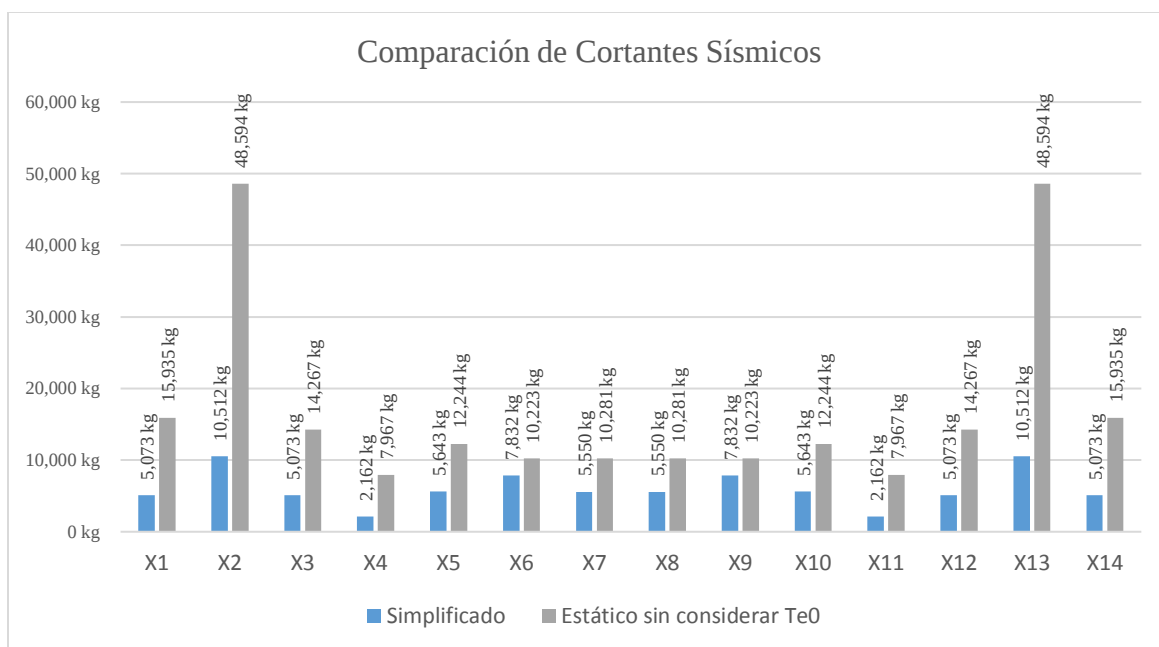


Fig. 4.33 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Simplificado y M. Estático sin estimar el periodo de la estructura en dirección X.

De la comparativa mostrada en la fig. 4.33, se observa que los cortantes sísmicos obtenidos por medio del Método Simplificado, se distribuyen de manera proporcional a la rigidez lateral relativa de los elementos en este caso de los muros en la dirección del sismo. Para el caso del Método Estático sin estimar el periodo de la estructura, se observa que los cortantes sísmicos obtenidos, los muros con mayor longitud y de extremo absorben mayor cortante y las fuerzas sísmicas están distribuidas en forma proporcional esto por la distribución en planta de muros es simétrica respecto al eje X.

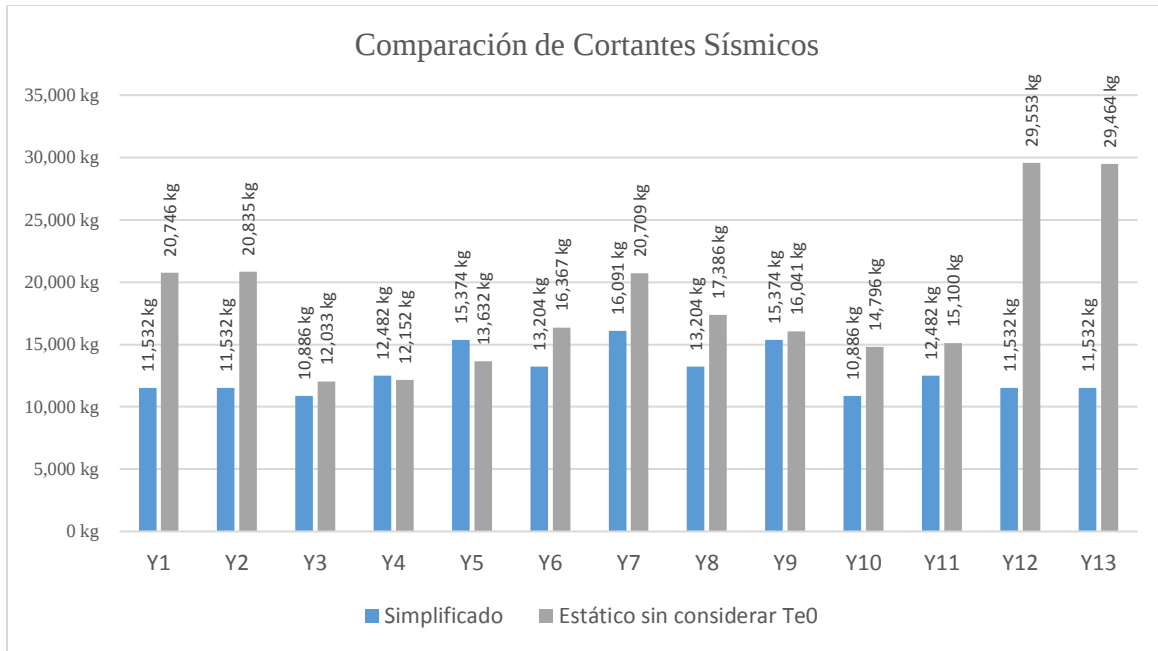


Fig. 4.34 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Simplificado y M. Estático sin estimar el periodo de la estructura en dirección Y.

De la comparativa mostrada en la fig. 4.34, se observa que los cortantes sísmicos obtenidos por medio del Método Simplificado, se distribuyen de manera proporcional a la rigidez lateral relativa de los muros en la dirección del sismo. Para el caso del Método Estático sin estimar el periodo de la estructura, se observa que los cortantes sísmicos obtenidos los muros más largos y de extremo absorben mayor cortante, de la misma forma el muro que se encuentra en la parte central del edificio. Asimismo, se aprecia que existe un incremento en los cortantes que están más alejado del origen y las fuerzas sísmicas no se distribuyen de forma proporcional debido a la distribución en planta de muros que es sensiblemente simétrica respecto al eje Y.

4.9. Desarrollo del cálculo del método estático estimando el periodo fundamental de la estructura

Tomando en consideración el ejemplo anterior se trata de un edificio para uso habitacional ubicado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas el cual consta de cuatro niveles y abarca una superficie de 512 m² en una planta rectangular, con 16.00 m de largo y 8.00 m de ancho. Tiene un sistema estructural principal de muros de mampostería confinada de tabique rojo recocido, y una altura de 2.80 m para los entrepisos. Dadas las particularidades del edificio el diseño se hizo en base a consideraciones regionales, se requirió usar un tabique con resistencias de diseño a compresión y cortante de $f'_m = 20 \text{ kg/cm}^2$ y $V'_m = 2.00 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente. Las dimensiones de

las piezas son de $7 \times 14 \times 28$ cm, lo que resultó en muros con espesor de 14 cm. El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se consideró igual a $12,000 \text{ kg/cm}^2$. El sistema de piso se estructuró con base en losas macizas de concreto reforzado con espesor de 10 cm.

En términos de regularidad estructural, el edificio exhibe una relación largo /ancho de la base de 2, la cual no excede el límite reglamentario de 2.5. y la relación altura y/ancho mínimo de la base es de 1.4, la cual tampoco excede el límite reglamentario de 2.5. El diseño del edificio cumple con los requerimientos de las **NTCM CDMX 2017, y del Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC CFE) en su versión 2015.**

4.10. Análisis de cargas

En las tablas 4.24 y 4.25 se analiza la carga muerta para losas de concreto, consideradas en áreas de pasillos y zonas de circulación, en la tabla 4.26 la correspondiente carga para muros incluyendo cadenas y castillos, y en la tabla 4.27 la carga viva a utilizar para este modelo de acuerdo a Cargas vivas NTCM-CDMX 2017, con lo cual procedemos a ingresar los datos como se describe a continuación.

Tabla 4.24 Análisis de carga de azotea (losa de concreto)

Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
aplanado de yeso			=	30.00	kg/m ²
Impermeabilizante			=	15.00	kg/m ²
Instalaciones y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Sísmica)			=	70.00	kg/m ²
				473.00	kg/m²

Tabla 4.25 Análisis de carga de entrepiso (losa de concreto)

Peso propio de losa	0.10 m	x	2400 Kg/m ³ =	240.00	kg/m ²
Mortero	0.02 m	x	2100 Kg/m ³ =	42.00	kg/m ²
Mosaico			=	32.00	kg/m ²
Instalaciones Y plafones			=	35.00	kg/m ²
Adicional (RCDF)			=	40.00	kg/m ²
C.V. (Sísmica)			=	100.00	kg/m ²
				573.90	kg/m²

Tabla 4.26 Análisis de carga de muros confinados (tabique de barro natural)

Peso propio de muro de 14 cm	0.14 m	x	1500 Kg/m ³ =	210.00	kg/m ²
Mortero	0.04 m	x	2100 Kg/m ³ =	84.00	kg/m ²
Cadena y Castillos	1.00 x 0.14	x 0.20 m	x 2400 Kg/m ³ =	67.20	kg/m ²
				397.32	kg/m²

Tabla 4.27 Cargas vivas NTCM-CDMX 2017

Cargas vivas	carga viva kg/m ²		
uso	W	Wa	Wm
Entrepiso	80	100	190
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

4.11. Obtención de fuerzas laterales

De un análisis de carga se obtuvieron los pesos de los pisos por nivel los cuales se encuentran afectados por los factores de acuerdo a reglamento para la carga sísmica quedando de la siguiente manera: 139.36 ton. Para el nivel 4 que funciona como planta de azotea y 144.13 ton. Para los niveles de entrepiso 1, 2 y 3, estos pesos nos servirán para obtener las fuerzas laterales que actúan en el edificio por medio del programa PRODISIS de la CFE en su versión 2015.

Habiendo definido los datos entramos al programa y elegimos la ubicación como ya se había mencionado nuestro edificio de estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas en un terreno firme tipo II el programa nos muestra un mapa de peligro sísmico fig. 4.35 el cual nos da un espectro de respuesta ya precargado con los datos de aceleración máxima en roca.

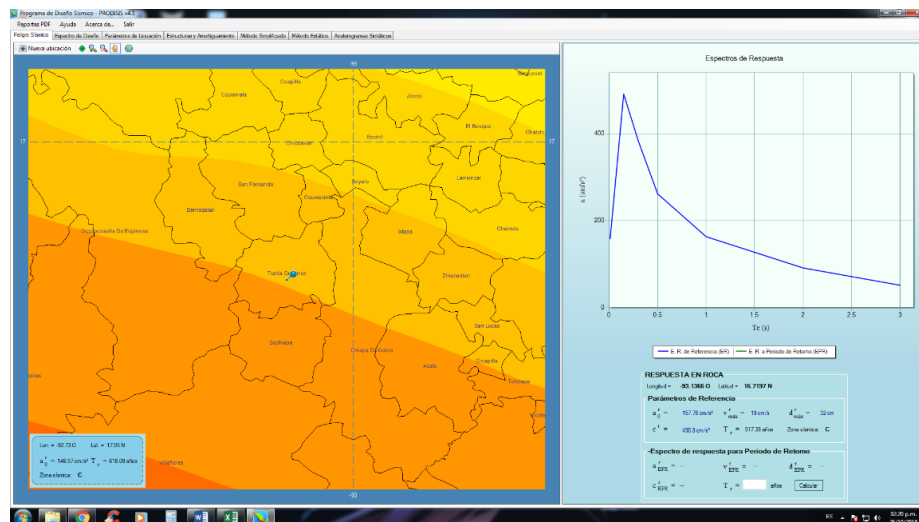


Fig. 4.35 Ubicación de la estructura en el programa PRODISIS

Habiendo realizado este paso, se ubica en lasiguiente pestaña y metemos los valores de acuerdo a la importancia de la estructura, asi tambien ingresamos la clasificacion del terreno formado por el espesor total del estrato de terreno equivalente (H_s) y la velocidad de propagacion de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente (V_s) con la cual obtenemos un espectro de diseño transparente regional figura 4.36, cabe mencionar que no se tiene un estudio geotecnico de la exploracion del terreno ya que no es el objeto de esta tesis su clasificacion, los datos ingresados al programa es a modo para que nuestro espectro quede ubicado en un terreno tipo II.

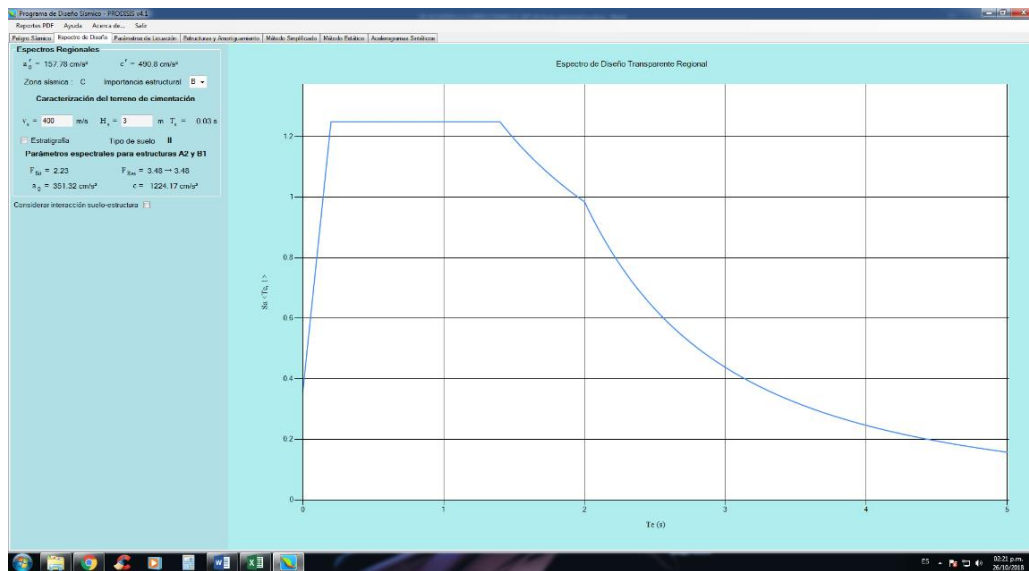


Fig. 4.36 Espectro de diseño

El modelo del edificio está estructurado a base muros de mampostería de piezas macizas confinada por dalas y castillos de concreto reforzado los cuales cumplen con las recomendaciones y normas de diseño estructural vigentes (RNDEV), a continuación, se detallan los factores de reducción correspondientes:

- Factor de comportamiento sísmico $Q = 2$; por ser muros de mampostería confinada
- Factor reductor por sobre resistencia $R_o = 2.5$; muros de mampostería confinada por castillos y dalas que satisfacen las RNDEV.
- Factor por redundancia ρ ; en nuestro caso de estudio en “Y” cumple las condiciones para $\rho = 1$ y en “X” cumple las condiciones para $\rho = 1.25$ tomo el menor de los dos casos por lo tanto $\rho = 1$.
- Factor correctivo por irregularidad $\alpha = 1$; ya que mi ejemplo cumple con todas las condiciones de regularidad.

Una vez definido los factores se ingresan al programa seleccionando tipo de estructuras (Edificios) y se obtiene el espectro de diseño figura 4.37.

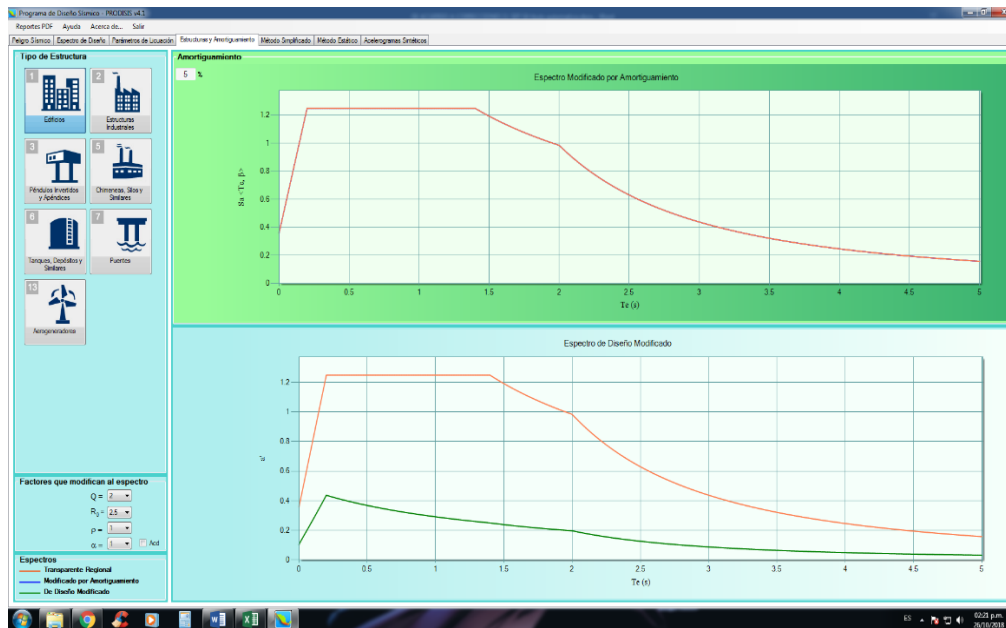


Fig. 4.37 Espectro de modificado

Con los datos obtenidos del espectro se guarda en una hoja de texto el cual nos servirá para nuestro espectro de respuesta que ingresaremos para el cálculo sísmico dinámico más adelante en el programa SAP2000; el siguiente paso es el cálculo de las fuerzas sísmicas considerando el periodo fundamental de la estructura, estas las obtenemos de acuerdo a la ecuación 3.10 para lo cual nos ayudamos de una hoja de cálculo donde ingresamos de cuantos niveles es nuestro edificio y los pesos obtenidos del análisis de carga los datos son 139.36 ton. para el nivel 4 que funciona como planta de azotea y 144.13 ton. para los niveles 1, 2, y 3 así como las alturas correspondientes de cada entrepiso; en la tabla 4.29 se muestran las fuerzas que obran en la estructura por cada nivel, y en la tabla 4.28, el valor de la ordenada espectral $a(T_e, \beta)$, las cuales utilizaremos para nuestro calculo como patrón de carga en el programa SAP2000.

Tabla 4.28 Valor de la ordenada espectral $a(T_e, \beta)$

T_e (s)	$a(T_e, \beta)$
0.57225	0.3548

Tabla 4.29 fuerzas sísmicas reducidas por estimación de su periodo fundamental T_{e0}

Entrepiso	W_n (Ton)	H_n (m)	$W_n * h_n$ (Ton.m)	P_n (Ton)	V_n (Ton)
4	139.361	11.2	1560.843	79.51037217	79.5103722
3	144.13	8.4	1210.692	61.67344132	141.183813
2	144.13	5.6	807.128	41.11562754	182.299441
1	144.13	2.8	403.564	20.55781377	202.857255
Σ	571.751	Σ	3,982.227		

Una vez que se tienen las fuerzas laterales que obran en la estructura, el siguiente paso es entrar al programa SAP2000 y modelamos la estructura para esto se siguen los siguientes pasos:

1. Elegimos las unidades de inicio (Ton,m,c)
2. Activamos el Menú / File y escogemos la opción New / Model se despliega una pantalla donde nos indica si queremos iniciar con un modelo predefinido o escogemos los que tiene el programa en este caso elegimos (Grid Only) para mostrar paso a paso el desarrollo del proceso y se nos presenta un formulario para definir ejes, distancias entre ejes, pisos, altura de entrepisos le damos aceptar y se nos despliega un modelo por default, figura 4.38.

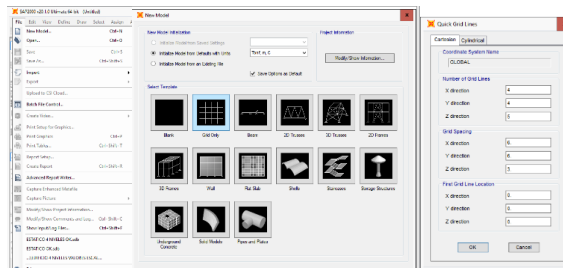


Fig. 4.38 plantilla predeterminadas

3. Una vez definido el modelo con el clic derecho modificamos las Grid a nuestra conveniencia la cual se le asignaran las medidas de nuestro modelo, ya sea por espaciamiento o por coordenadas figura 4.39.

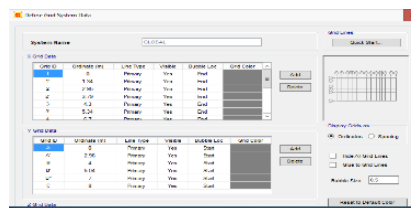


Fig. 4.39 definición de nuevo modelo

4. El siguiente paso es definir las propiedades del material, en la lista general de pantalla seleccionamos Menú / Define / Materials, figura 4.40 y por default aparece dos tipos definidos para concreto y acero cliqueamos el de concreto o creamos un nuevo material y modificamos las propiedades.

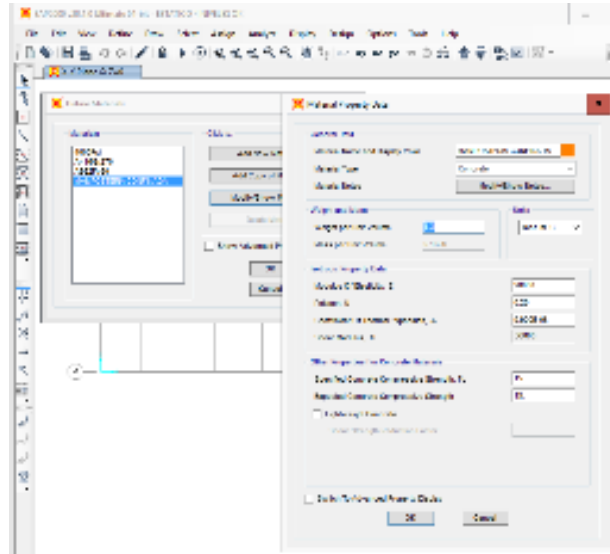


Fig. 4.40 Tipo de material

5. Para definir las propiedades de la sección si es un frame, cable o área sections ingresamos en la pantalla Menú / Define / Section / Properties y seleccionamos Área Sections, una vez realizado esto le damos modificar propiedades como se muestra en la figura 4.41 y 4.42.

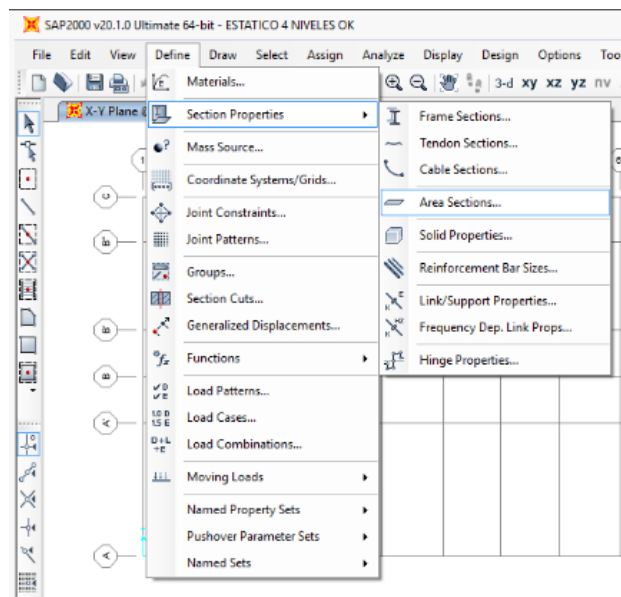


Fig. 4.41 Tipo de sección

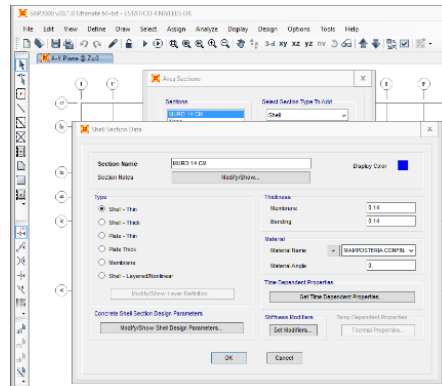


Fig. 4.42 Propiedades de la sección y tipo de material

6. En este paso a nuestro modelo de Grid le dibujamos las propiedades que elegimos que en nuestro caso es el de mampostería confinada para realizarlo nos posicionamos en los Iconos del lado izquierdo y podemos hacerlo con Draw Rectangular Área o con Quick Draw Área, una vez que lo seleccionamos aparece una ventana de la propiedad del objeto figura 4.43 y escogemos la sección que ya definimos y vamos dándole la propiedad al modelo; esto lo hacemos piso por piso o modelamos un solo piso y replicamos.

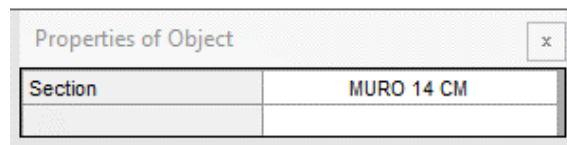


Fig. 4.43 propiedades del tipo de objeto

7. Realizado el paso anterior el modelo se verá como se muestra en la figura 4.44 y figura 4.45.

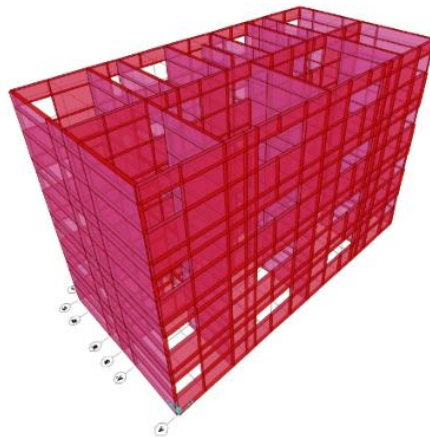


Fig. 4.44 Modelo 3d del edificio en estudio

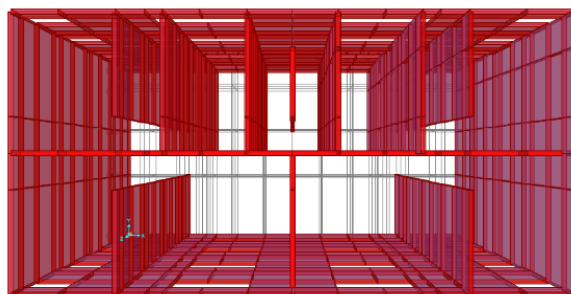


Fig. 4.45 Vista en planta del Modelo en estudio

8. Es conveniente hasta este paso darle la condición de empotramiento a nuestro modelo el cual lo realizamos seleccionando los nodos base y luego seguimos la ruta Menú / Assign / Joint / Restraints; una vez seleccionada se despliega una ventana donde nos presenta los tipos de restricciones que le queremos asignar ya sea de traslación o rotación en los ejes “X”, “Y” o “Z” o decidimos seleccionarlas restricciones predeterminadas a nuestro modelo para nuestro caso le asignamos empotramiento figura 4.46.

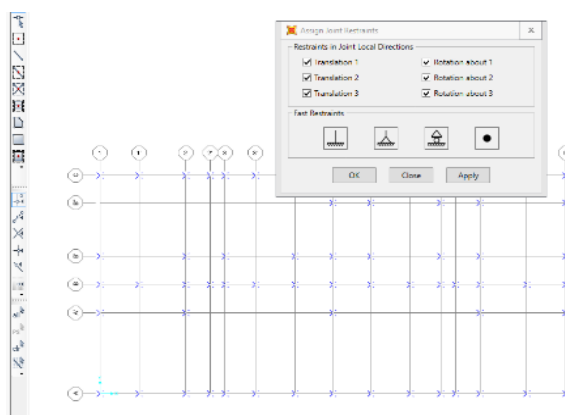


Fig. 4.46 Restricciones al modelo

9. En este paso procedemos a definir las cargas siguiendo la ruta Menú / Define / Load Patterns, figura 4.47.

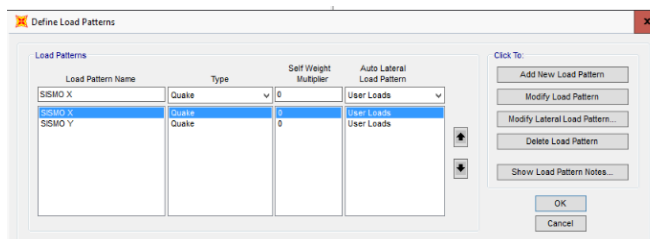


Fig. 4.47 Patrones de carga

10. Procedemos a Definir los estados de cargas siguiendo la ruta Menú / Define / Load Cases, figura 4.48.

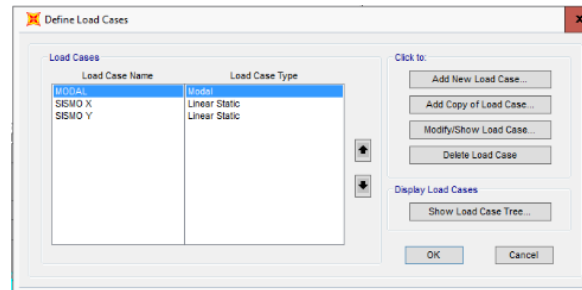


Fig. 4.48 Estados de carga

11. Procedemos a definir las combinaciones de carga de acuerdo con normativa siguiendo la ruta Menú / Define / Load Combination, figura 4.49.

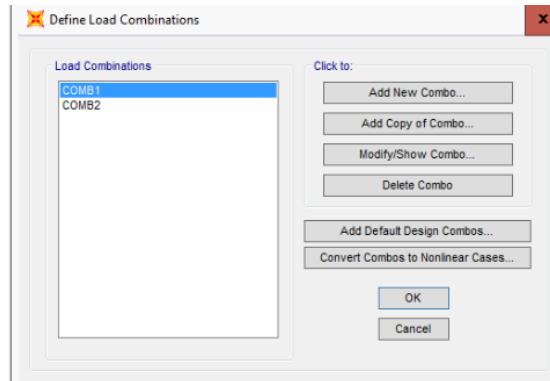


Fig. 4.49 Combinaciones de carga

12. Procedemos a definir los diafragmas rígidos siguiendo la ruta Menú / Define / Joint / Constraints y se despliega una ventana donde creamos los diafragmas para los diferentes pisos del edificio en estudio figura 4.50.

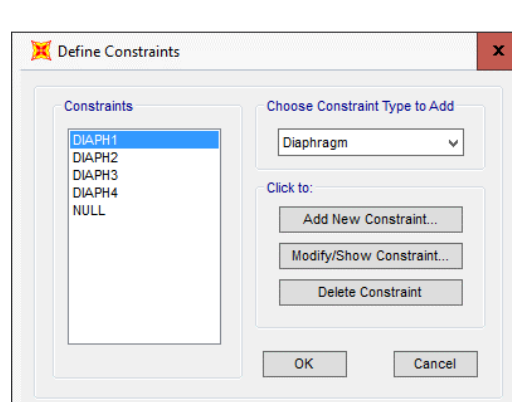
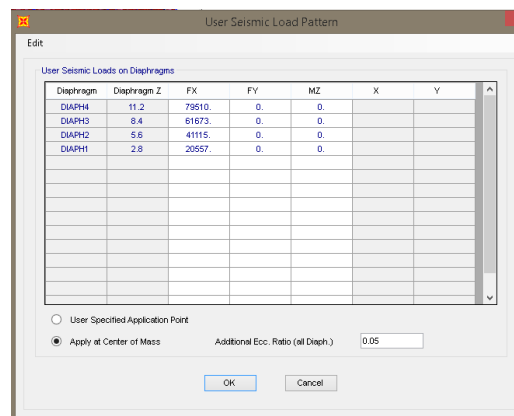


Fig. 4.50 Definición de diafragma rígido

The screenshot shows the 'Assign Joint Constraints' dialog box. The list of constraints includes DIAPH1, DIAPH2, DIAPH3, DIAPH4, and None. The 'None' option is currently selected. The dialog also features a 'Define Joint Constraints...' button and three action buttons at the bottom: 'OK', 'Close', and 'Apply'.

14. Realizado los pasos anteriores procedemos a aplicar las fuerzas laterales obtenida del programa PRODISIS las cuales serán aplicadas al centro de masa siguiendo la ruta Menú / Define / Load Patterns; a la ventana que aparece le indicamos que modifique las cargas en Modify Lateral Load Patterns y colocamos las fuerzas correspondientes figura 4.52.



15. Procedemos a seleccionar las áreas tipo Shell para discretizarlas siguiendo la ruta Menú /Assign /Área /Automatic Área Mesh y se nos presenta la siguiente ventana donde indicamos el tamaño deseado para su discretización es decir se divide el modelo en un numero finito de partes lo cual nos servirá para poder transmitir las cargas con un mínimo de error numérico figura 4.53.

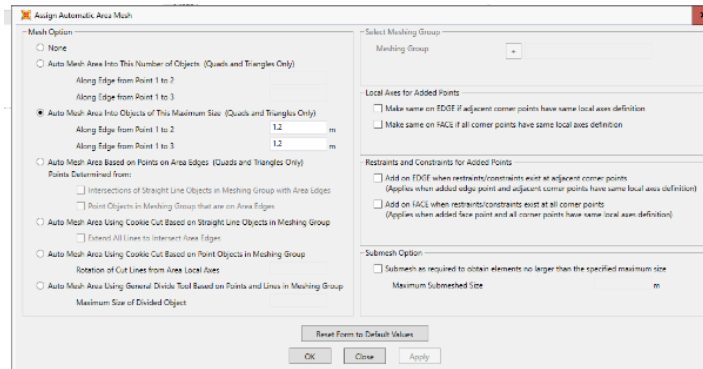


Fig. 4.53 Asignación automática de mesh

16. Procedemos a correr el modelo siguiendo la ruta Menú / Analyze / Run Análisis figura 4.54 y nos presenta una ventana donde establecemos los casos de carga que deseamos analizar y corremos el análisis figura 4.55.

17.

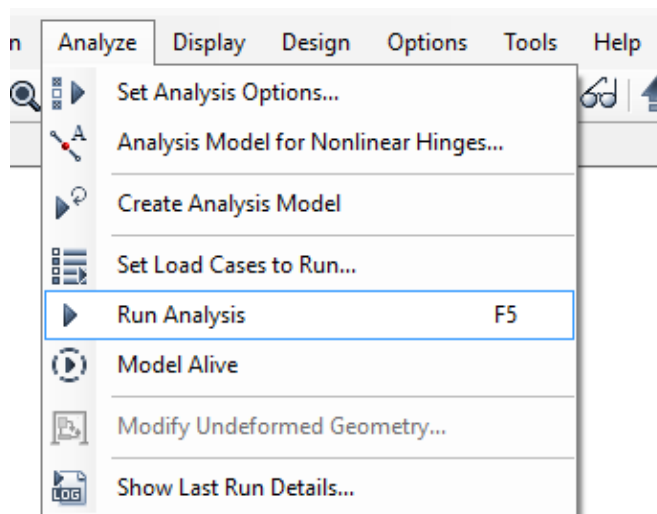


Fig. 4.54 Elección del análisis del modelo

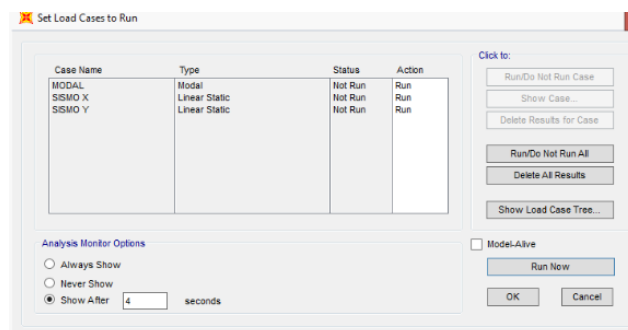


Fig. 4.55 Selección del tipo de cargas a analizar

18. Procedemos a correr el modelo discretizado y se puede observar que está mallado, así como también nos enseña el modo de vibrar de la estructura 0.57225 figura 4.56.

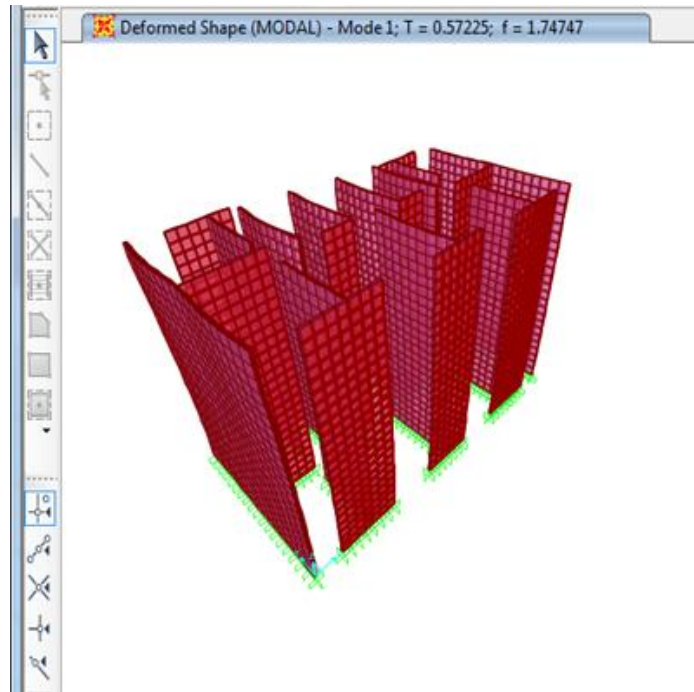


Fig. 4.56 Primer modo de vibrar de la estructura

19. El último paso es interpretar el análisis para lo cual le pedimos al programa que nos muestre los resultados siguiendo la ruta Menú / Display / Show Tables figura 4.57 y se despliega una ventana donde indicamos que datos queremos que nos muestre.

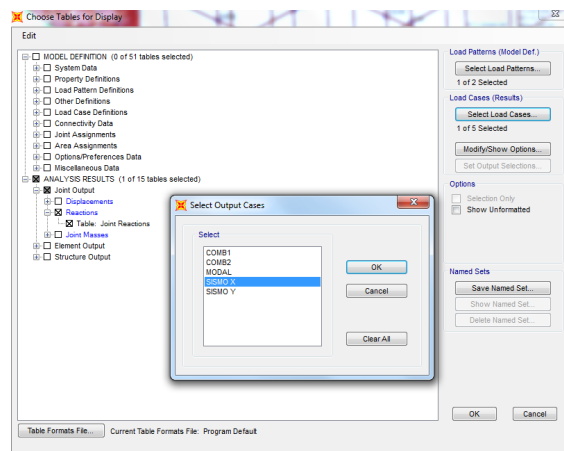


Fig. 4.57 Selección de resultados a mostrar

Una vez realizado el modelo de cálculo del edificio en estudio, se obtuvieron los siguientes resultados figura 4.58, de la demanda solicitada en este caso para el muro X1 compuesto por 4 nodos y en la figura 4.59 se muestra el muro Y3 compuesto por 9 nodos y así sucesivamente se hace la solicitud para cada muro, en la tabla 4.30 se resume el cálculo de las fuerzas sísmicas por muro que actúan en la base de la estructura para ambas direcciones.

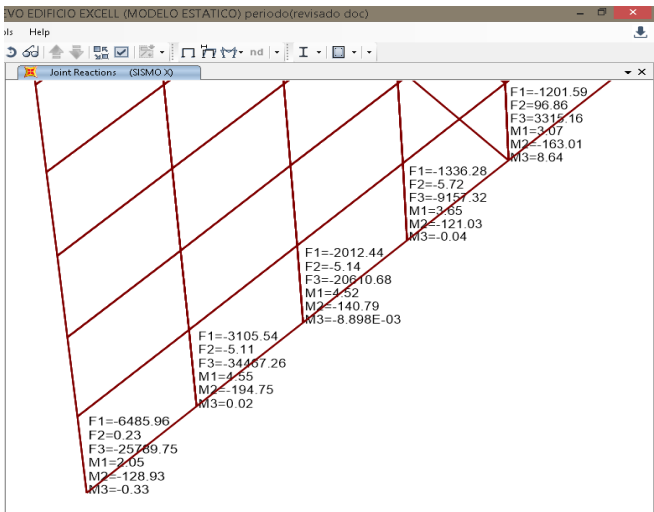


Fig. 4.58 Reacciones en la base muro X1

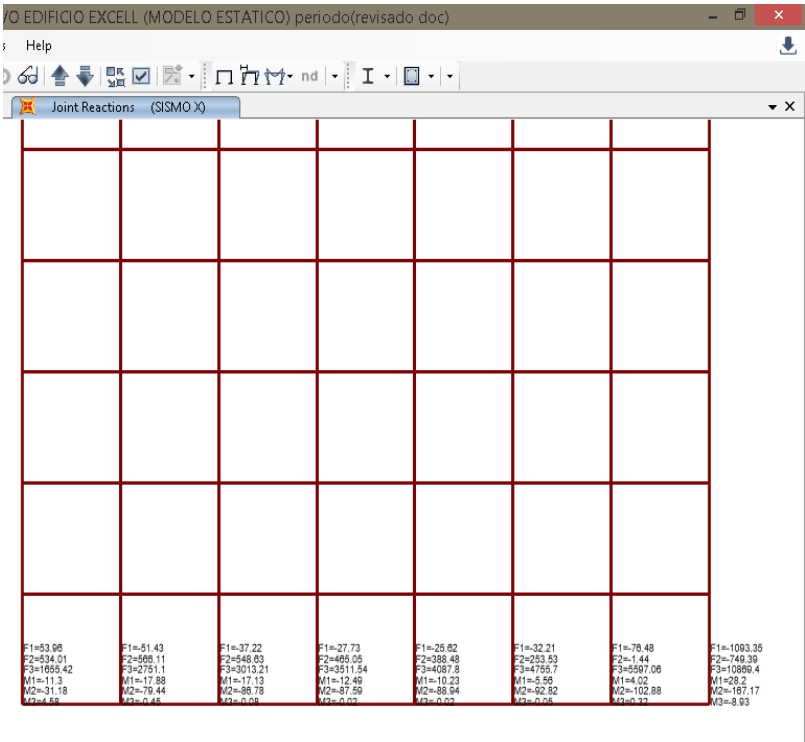


Fig. 4.59 Reacciones en la base muro Y3

Tabla 4.30 Comparación de las fuerzas sísmicas sin estimar y estimando el periodo fundamental de la estructura

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante sin considerar Te0		Vactuante considerando Te0		Relacion	%
			X	Y	X	Y		
X1	1.68	1802	15935	102	12940	87	81%	85%
X2	3.02	3240	48594	2196	39461	1875	81%	85%
X3	1.68	1802	14267	103	11586	88	81%	85%
X4	0.91	976	7967	78	6470	67	81%	85%
X5	1.42	1523	12244	95	9943	81	81%	85%
X6	1.43	1534	10223	2199	8302	1874	81%	85%
X7	1.37	1470	10281	134	8349	115	81%	85%
X8	1.37	1470	10281	140	8349	119	81%	85%
X9	1.43	1534	10223	2324	8302	1981	81%	85%
X10	1.42	1523	12244	113	9943	96	81%	85%
X11	0.91	976	7967	94	6470	80	81%	85%
X12	1.68	1802	14267	137	11586	117	81%	85%
X13	3.02	3240	48594	3138	39461	2678	81%	85%
X14	1.68	1802	15935	135	12940	115	81%	85%
Sumas Parciales			239,022 kg	10,989 kg	194,102 kg	9,372 kg		

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante sin considerar Te0		Vactuante considerando Te0		Relacion	%
			X	Y	X	Y		
Y1	4.07	4366	454	20746	369	17689	81%	85%
Y2	4.07	4366	474	20835	385	17765	81%	85%
Y3	3.03	3250	1589	12033	1290	10245	81%	85%
Y4	3.03	3250	1719	12152	1396	10347	81%	85%
Y5	4.14	4441	218	13632	177	11604	81%	85%
Y6	4.07	4366	324	16367	263	13945	81%	85%
Y7	4.07	4366	1224	20709	994	17649	81%	85%
Y8	4.07	4366	324	17386	263	14813	81%	85%
Y9	4.14	4441	218	16041	177	13654	81%	85%
Y10	3.03	3250	1589	14796	1290	12595	81%	85%
Y11	3.03	3250	1719	15100	1396	12856	81%	85%
Y12	4.07	4366	454	29553	369	25198	81%	85%
Y13	4.07	4366	474	29464	385	25122	81%	85%
Sumas Parciales			10,779 kg	238,812 kg	8,753 kg	203,483 kg		
Sumas Totales			249,801 kg	249,801 kg	202,855 kg	212,855 kg		

De los resultados obtenidos en la base del modelo en estudio, se hace la comparativa del cortante actuante en cada muro sin estimar el periodo fundamental de la estructura y estimando el periodo fundamental de la estructura, se puede observar que las fuerzas sísmicas tomando en cuenta el periodo de la estructura se reducen para este modelo hasta en un 19% respecto a las fuerzas sísmicas calculadas sin estimar el periodo.

En las figuras 4.60 y 4.61, se muestra gráficamente la comparación de las fuerzas sísmicas sin estimar y estimando el periodo de la estructura.

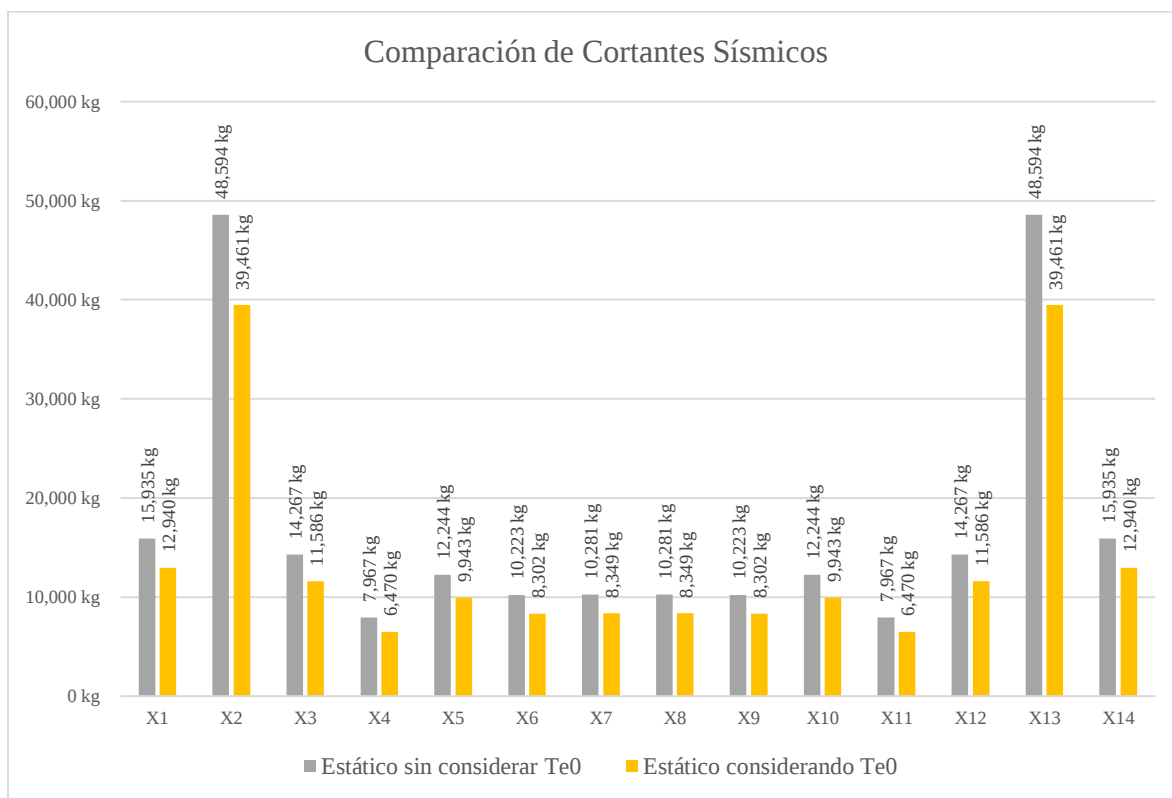


Fig. 4.60 Comparación de los cortantes sísmicos sin estimar y estimando el periodo de la estructura en dirección X.

De la comparativa mostrada en la fig. 4.60, los cortantes sísmicos obtenidos por medio del Método Estático sin estimar y estimando el periodo, se observa que los muros con mayor longitud y de extremo absorben mayor cortante y las fuerzas sísmicas están distribuidas en forma proporcional esto por la distribución en planta de muros es simétrica respecto al eje X. Asimismo se aprecia una disminución de las fuerzas sísmicas al considerar el periodo fundamental de la estructura.

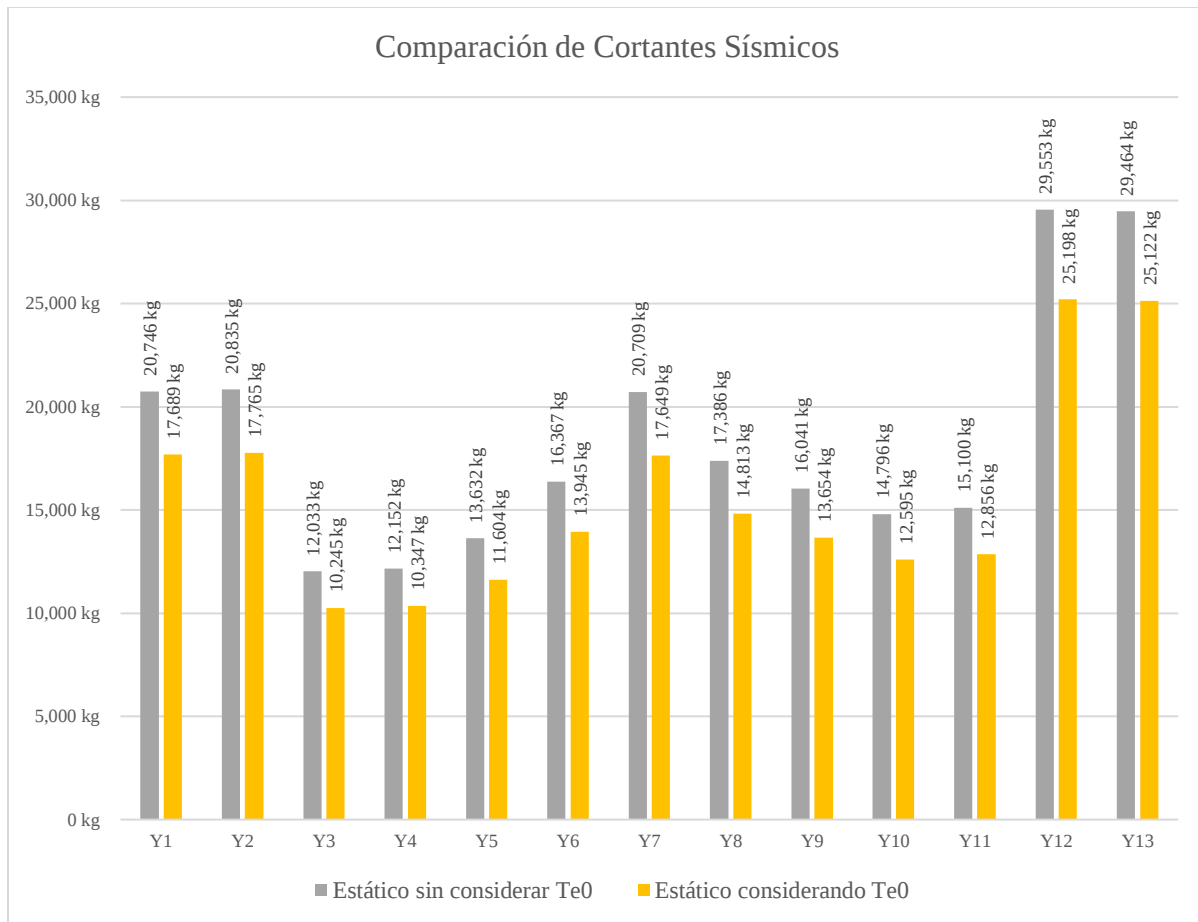


Fig. 4.61 Comparación de los cortantes sísmicos sin estimar y estimando el periodo de la estructura en dirección Y.

De la comparativa mostrada en la fig. 4.61, Para el caso del Método Estático sin estimar el periodo de la estructura, se observa que los cortantes sísmicos obtenidos los muros más largos y de extremo absorben mayor cortante, de la misma forma el muro que se encuentra en la parte central del edificio. Como se discutió en la sección anterior, se aprecia que existe un incremento en los cortantes que están más alejado del origen y las fuerzas sísmicas no se distribuyen de forma proporcional debido a la distribución en planta de muros que es sensiblemente simétrica respecto al eje Y, cabe resaltar que existe una reducción de fuerzas estimando el periodo de la estructura, esto nos indica que el conocimiento del periodo de una estructura nos permite obtener fuerzas sísmicas menores.

Tabla 4.31 Comparación de las fuerzas sísmicas sin estimar y estimando el periodo de la estructura.

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL							
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante M. Simplificado	Vactuante sin considerar Te0		Vactuante considerando Te0	
				X	Y	X	Y
X1	1.68	1802	5073	15935	102	12940	87
X2	3.02	3240	10512	48594	2196	39461	1875
X3	1.68	1802	5073	14267	103	11586	88
X4	0.91	976	2162	7967	78	6470	67
X5	1.42	1523	5643	12244	95	9943	81
X6	1.43	1534	7832	10223	2199	8302	1874
X7	1.37	1470	5550	10281	134	8349	115
X8	1.37	1470	5550	10281	140	8349	119
X9	1.43	1534	7832	10223	2324	8302	1981
X10	1.42	1523	5643	12244	113	9943	96
X11	0.91	976	2162	7967	94	6470	80
X12	1.68	1802	5073	14267	137	11586	117
X13	3.02	3240	10512	48594	3138	39461	2678
X14	1.68	1802	5073	15935	135	12940	115
Sumas Parciales			83,691 kg	239,022 kg	10,989 kg	194,102 kg	9,372 kg

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL							
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante M. Simplificado	Vactuante sin considerar Te0		Vactuante considerando Te0	
				X	Y	X	Y
Y1	4.07	4366	11532	454	20746	369	17689
Y2	4.07	4366	11532	474	20835	385	17765
Y3	3.03	3250	10886	1589	12033	1290	10245
Y4	3.03	3250	12482	1719	12152	1396	10347
Y5	4.14	4441	15374	218	13632	177	11604
Y6	4.07	4366	13204	324	16367	263	13945
Y7	4.07	4366	16091	1224	20709	994	17649
Y8	4.07	4366	13204	324	17386	263	14813
Y9	4.14	4441	15374	218	16041	177	13654
Y10	3.03	3250	10886	1589	14796	1290	12595
Y11	3.03	3250	12482	1719	15100	1396	12856
Y12	4.07	4366	11532	454	29553	369	25198
Y13	4.07	4366	11532	474	29464	385	25122
Sumas Parciales			166,113 kg	10,779 kg	238,812 kg	8,753 kg	203,483 kg
Sumas Totales			249,805 kg	249,801 kg	249,801 kg	202,855 kg	212,855 kg

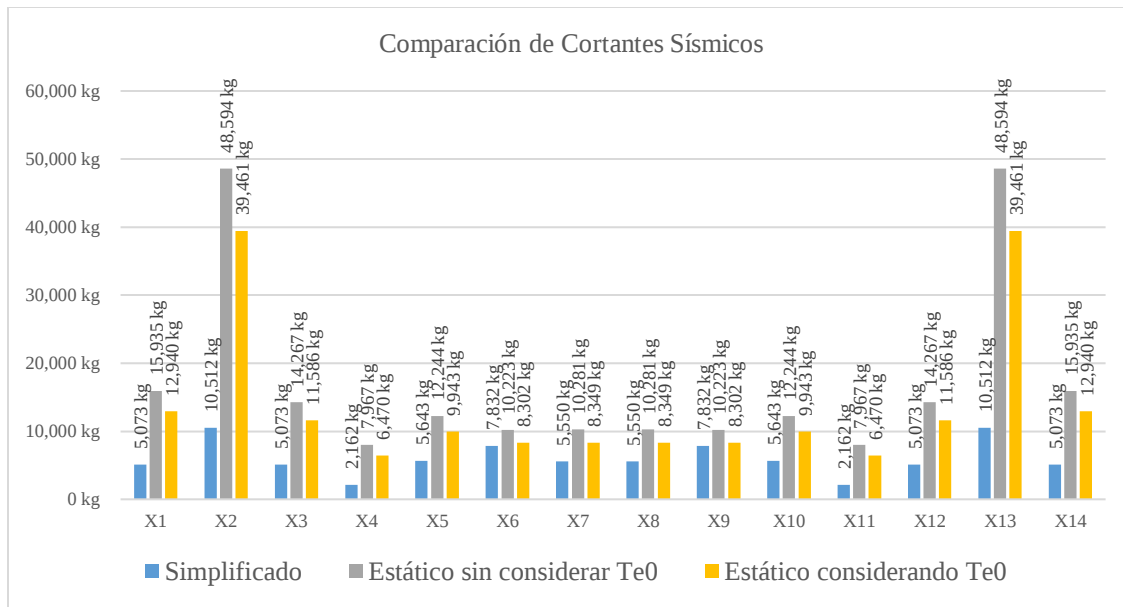


Fig. 4.62 Comparación de los cortantes sísmicos M. Simplificado y M. Estático sin estimar y estimando el periodo de la estructura en dirección X.

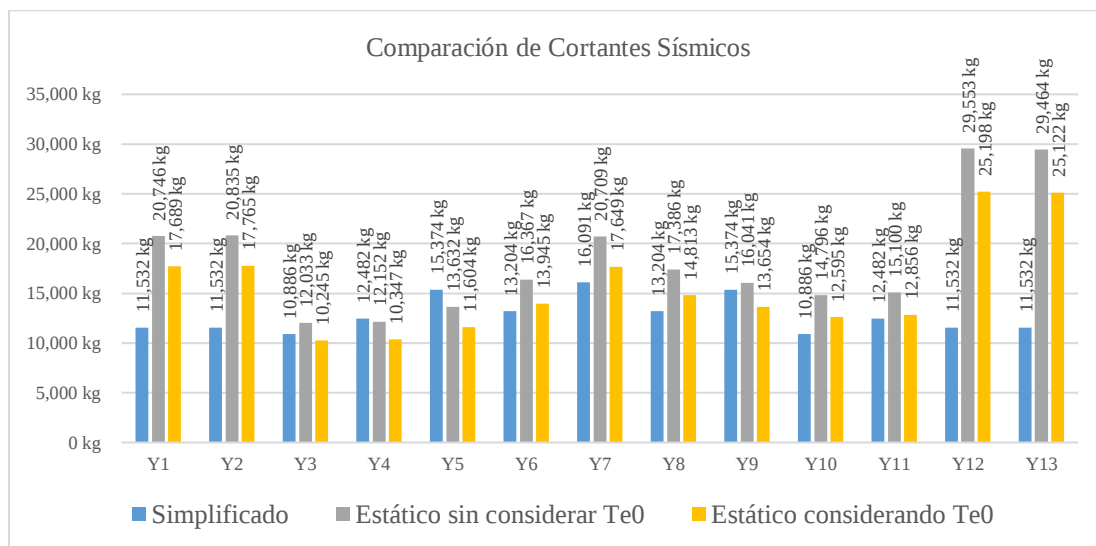


Fig. 4.63 Comparación de los cortantes sísmicos M. Simplificado y M. Estático sin estimar y estimando el periodo de la estructura en dirección Y.

Los datos mostrados en las gráficas de las figuras 4.62 y 4.63, se aprecia la forma como se distribuyen los cortantes sísmicos obtenidos de los diferentes métodos considerados, se observa que la fuerza cortante que toma cada muro del edificio, es proporcional al área transversal de acuerdo al Método Sísmico Simplificado debido a que la estructura es simétrica con respecto al eje paralelo a la dirección de análisis, la carga es uniformemente distribuida y los muros están ligados por una losa muy rígida en su plano.

Como se comentó anteriormente, para el caso de la aplicación del Método Sísmico Estático, la distribución de las fuerzas sísmicas en el eje X es proporcional debido a que los muros son simétricos en planta en esta dirección, caso contrario para el eje Y, se observa que existe un incremento en los cortantes que están más alejado del origen y las fuerzas sísmicas no se distribuyen de forma proporcional debido a la distribución en planta de muros es sensiblemente simétrica respecto a este eje; es de suma importancia mencionar que existe una reducción de fuerzas en ambas direcciones al hacer el análisis estimando el periodo fundamental de la estructura.

4.12. Desarrollo del cálculo del método dinámico

En las tablas 4.32 y 4.33 se analiza la carga muerta para losas de concreto, consideradas en áreas de pasillos y zonas de circulación, en la tabla 4.34 la carga viva a utilizar para este modelo de acuerdo a Cargas vivas NTCM-CDMX 2017.

4.13. Análisis de cargas

Obtención de cargas para el diseño de la estructura cargas muertas, cargas vivas, no se toma en cuenta el peso propio de la estructura ya que el programa lo calcula automáticamente, dejaremos fuera de este capítulo las cargas por viento porque se considera que a la altura que tiene el edificio no le afecta.

Tabla 4.32 Análisis de carga de azotea (losa de concreto)

Aplanado de yeso	30 kg/m ²
impermeabilizante	15 kg/m ²
Instalaciones y plafones	35 kg/m ²
Carga Muerta Adicional (RCDF)	40 kg/m ²
Total	120 kg/m²

Tabla 4.33 Análisis de carga de entrepiso (losa de concreto)

Mortero	42 kg/m ²
mosaico	32 kg/m ²
Instalaciones y plafones	35 kg/m ²
Carga Muerta Adicional (RCDF)	40 kg/m ²
Total	149 kg/m²

Tabla 4.34 Cargas vivas NTC-2004

Cargas vivas	carga viva kg/m ²		
uso	W	Wa	Wm
Entrepiso	80	100	190
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

4.14. Desarrollo del cálculo dinámico en software especializado

Para el desarrollo del tema se siguen exactamente los mismos pasos descritos en el método estático por conveniencia podemos decir que se respetan los pasos del 1 al 13 y a partir del paso 14 se estructura como sigue:

1. En este paso procedemos a definir el espectro de respuesta el cual ya lo tenemos capturado en una hoja de texto como se mencionó anteriormente se obtuvo del programa PRODISIS para ingresarlo se sigue la ruta Menú / Define / Functions / Response Spectrum, a la ventana que se nos presenta nos pide el tipo de función a agregar y le decimos que lo escoja de un archivo le damos (from file) y nos pide donde se encuentra ubicado el archivo el cual le damos la ruta donde está ubicado, lo cargamos, le ponemos nombre de la función y le damos (ok) y nos quedara como se muestra en la figura 4.64.

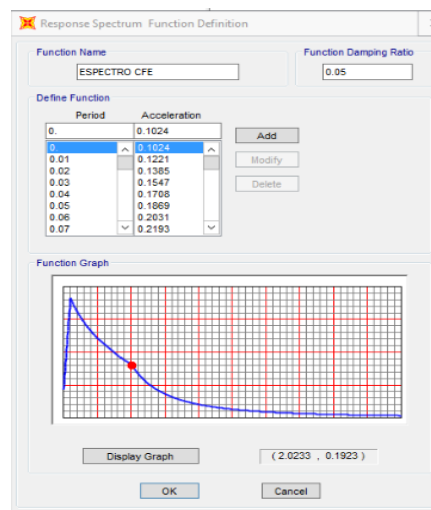


Fig. 4.64 Patrones de carga

2. En este paso procedemos a definir todas las cargas que intervendrán en nuestra estructura siguiendo la ruta Menú / Define / Load Patterns, figura 4.65.

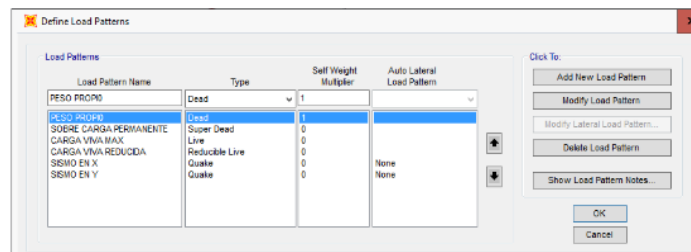


Fig. 4.65 Patrones de carga

3. Procedemos a Definir los estados de cargas siguiendo la ruta Menú / Define / Load Cases, figura 4.66.

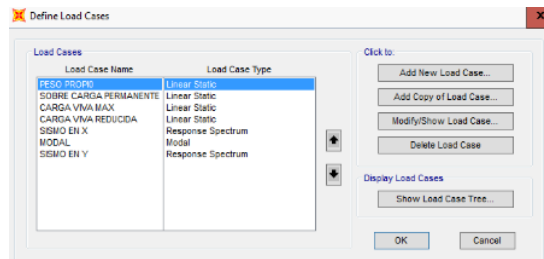


Fig. 4.66 Estados de carga

4. Procedemos a definir las combinaciones de carga de acuerdo con normativa siguiendo la ruta Menú / Define / Load Combination, figura 4.67.

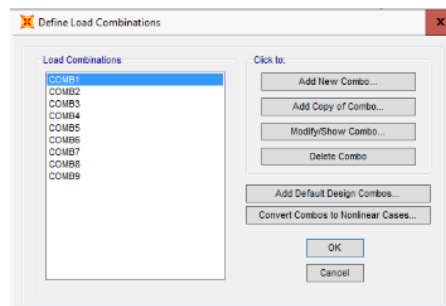


Fig. 4.67 Combinaciones de carga

5. En este paso a nuestro modelo le dibujamos las losas para realizarlo nos posicionamos en los Iconos del lado izquierdo y podemos hacerlo con Draw Rectangular Área o con Quick Draw Área, una vez que lo seleccionamos aparece una ventana de la propiedad del objeto figura 4.68 y escogemos la sección que ya definimos y vamos dándole la propiedad al modelo; esto lo hacemos piso por piso o modelamos un solo piso y replicamos.

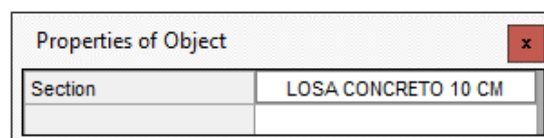


Fig. 4.68 Propiedades del objeto

6. Realizado el paso anterior nuestro modelo se debe de ver de acuerdo con la figura 4.69 ya con las losas en cada entrepiso y con los diafragmas ya definidos.

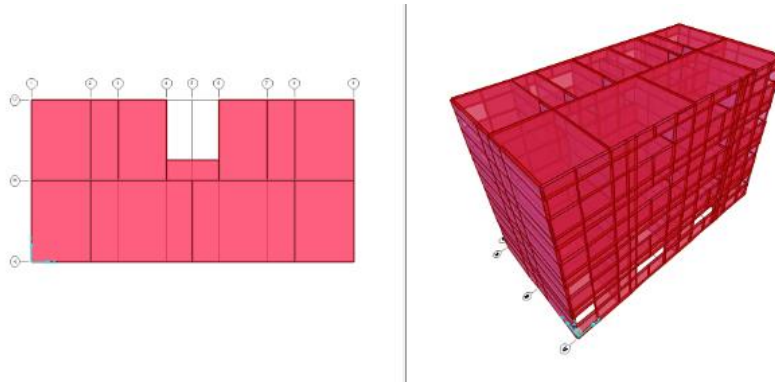


Fig. 4.69 Modelado del edificio con losa

7. Procedemos a cargar la losa seleccionando y siguiendo la siguiente ruta Menú / Assign / Área Loads / Gravity (All), se despliega una pantalla donde vamos indicando los estados de carga con su valor correspondiente; esto lo hacemos para cada uno de los diferentes niveles figura 4.70 y verificamos que en las losas de todos los niveles estén ingresados correctamente los estados de carga para lo cual le damos click derecho en cualquier lado de la losa y se desplegará una ventana con los datos asignados figura 4.71.

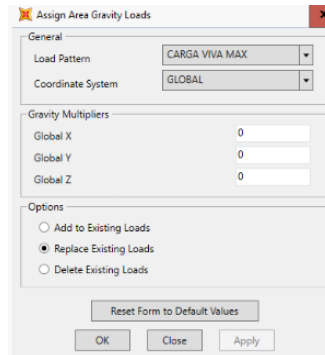


Fig. 4.70 Asignación de los estados de carga

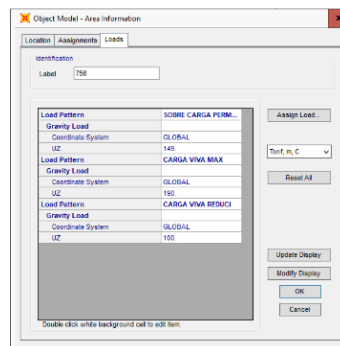


Fig. 4.71 Información del tipo de carga asignado

8. Procedemos a seleccionar las áreas tipo Shell para discretizarlas siguiendo la ruta Menú /Assign /Área /Automatic Área Mesh y se nos presenta la siguiente ventana donde indicamos el tamaño deseado para su discretización es decir se divide el modelo en un numero finito de partes lo cual nos servirá para poder transmitir las cargas con un mínimo de error numérico figura 4.72.

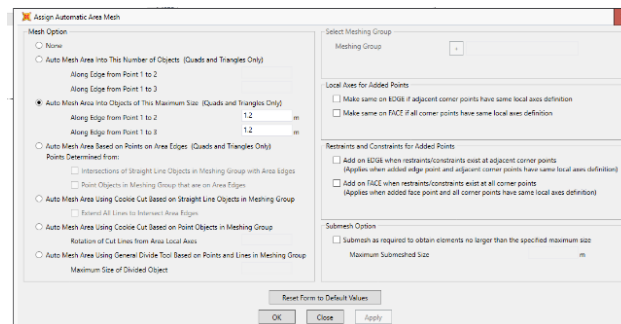


Fig. 4.72 Asignación automática de mesh

9. Procedemos a correr el modelo siguiendo la ruta Menú / Analyze / Run Análisis figura 4.73 y nos presenta una ventana donde establecemos los casos de carga que deseamos analizar y corremos el análisis figura 4.74.

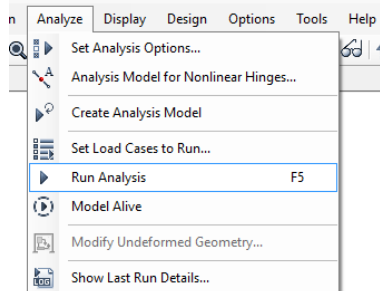


Fig. 4.73 Elección del análisis del modelo

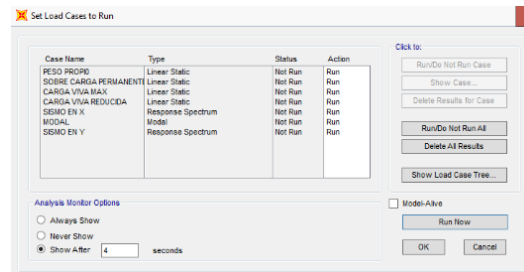


Fig. 4.74 Selección del tipo de cargas a analizar

10. Procedemos a correr el modelo discretizado y se observa que está mallado, así como también nos enseña los diferentes modos de vibrar y periodos de la estructura, los datos son para el primer modo 0.57225, figura 4.75, segundo modo 0.3527 figura 4.76 y tercer modo 0.31111 figura 4.77, son los principales modos de vibrar de la estructura en análisis.

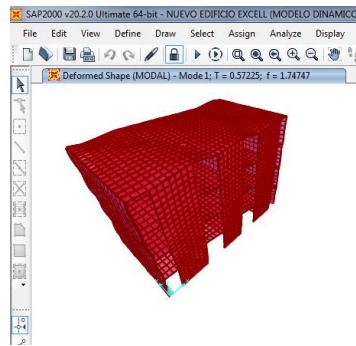


Fig. 4.75 primer modo de vibrar de la estructura

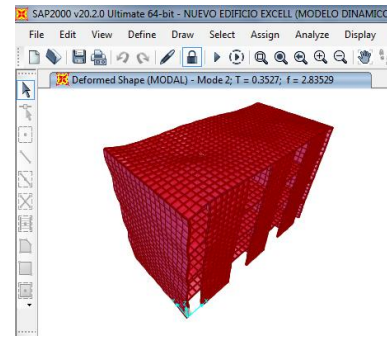


Fig. 4.76 segundo modo de vibrar de la estructura

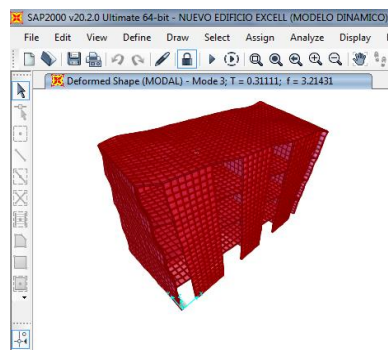


Fig. 4.77 tercer modo de vibrar de la estructura

11. El último paso es interpretar el análisis para lo cual le pedimos al programa que nos muestre los resultados siguiendo la ruta Menú / Display / Show Tables figura 4.78 y se despliega una ventana donde seleccionamos los resultados del análisis de nuestro interés.

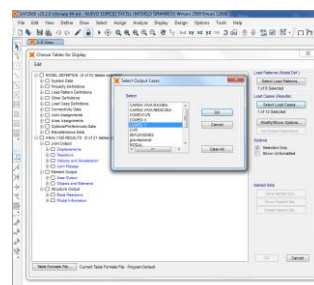


Fig. 4.78 Selección de resultados a mostrar

Realizado el modelado del edificio en estudio, se obtuvieron los siguientes resultados figura 4.79, de la demanda solicitada en este caso para el muro X1 compuesto por 4 nodos y en la figura 4.80 se muestra el muro Y1 compuesto por 9 nodos y así sucesivamente se hace la solicitud para cada muro, en la tabla 4.35 se muestra el concentrado de las reacciones a nivel de base del cortante actuante del edificio en mención.

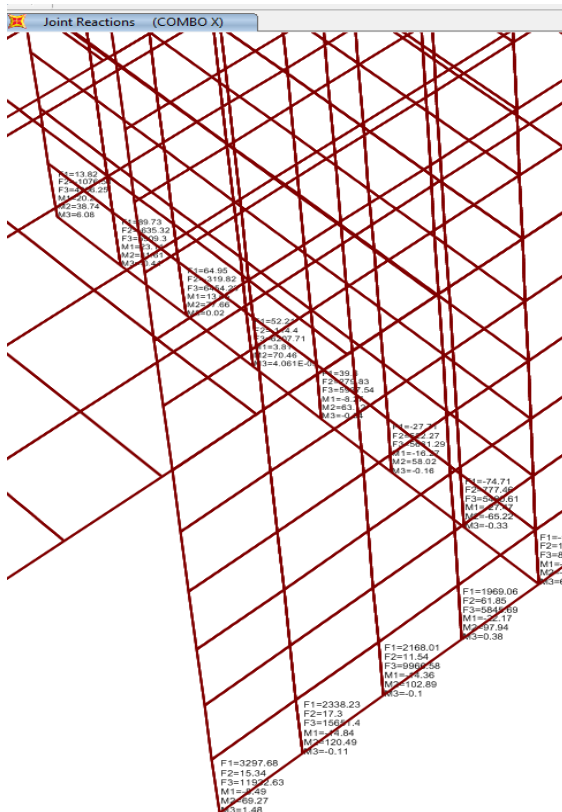


Fig. 4.79 Reacciones en la base muro X1

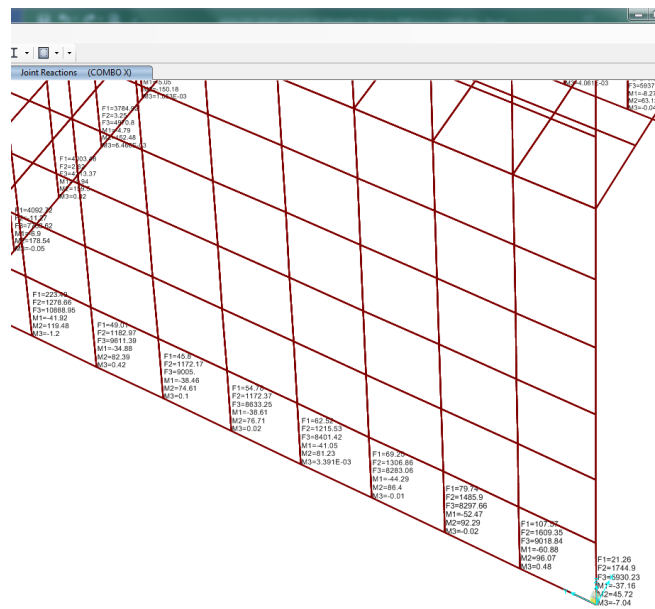


Fig. 4.80 Reacciones en la base muro Y1

En la tabla 4.35 se muestran los resultados para ambas direcciones de los cortantes obtenidos con el Método Sísmico Dinámico vs los resultados obtenidos con el Método Sísmico Estático sin estimar el periodo fundamental de la estructura, se puede apreciar que los resultados finales son menores, pero estos valores se encuentran dentro del límite que exige el CDS-MDOC CFE en su versión 2015.

Tabla 4.35 Comparación de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo de la estructura para ambas direcciones.

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	longitud	Wmuro	SISMO ESTATICO		SISMO DINAMICO		relación	%
			Vactuante sin considerar Te0		Vactuante			
			X	Y	X	Y		
X1	1.68	1802	15935	102	9773	194	61%	190%
X2	3.02	3240	48594	2196	28449	2155	59%	98%
X3	1.68	1802	14267	103	9565	90	67%	87%
X4	0.91	976	7967	78	3434	70	43%	89%
X5	1.42	1523	12244	95	5547	173	45%	181%
X6	1.43	1534	10223	2199	7611	1918	74%	87%
X7	1.37	1470	10281	134	6864	201	67%	150%
X8	1.37	1470	10281	140	4286	201	42%	144%
X9	1.43	1534	10223	2324	8018	1866	78%	80%
X10	1.42	1523	12244	113	8090	157	66%	138%
X11	0.91	976	7967	94	5220	56	66%	59%
X12	1.68	1802	14267	137	8009	69	56%	50%
X13	3.02	3240	48594	3138	27602	1698	57%	54%
X14	1.68	1802	15935	135	6756	172	42%	127%
Sumas Parciales			239,022 kg	10,989 kg	139,223 kg	9,018 kg		

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	longitud	Wmuro	SISMO ESTATICO		SISMO DINAMICO		relacion	%
			Vactuante sin considerar Te0		Vactuante			
			X	Y	X	Y		
Y1	4.07	4366	454	20746	713	19265	157%	93%
Y2	4.07	4366	474	20835	765	14570	161%	70%
Y3	3.03	3250	1589	12033	2069	9696	130%	81%
Y4	3.03	3250	1719	12152	2267	11036	132%	91%
Y5	4.14	4441	218	13632	762	11784	350%	86%
Y6	4.07	4366	324	16367	431	10668	133%	65%
Y7	4.07	4366	1224	20709	2063	15475	169%	75%
Y8	4.07	4366	324	17386	614	10248	190%	59%
Y9	4.14	4441	218	16041	691	10646	318%	66%
Y10	3.03	3250	1589	14796	2582	8266	163%	56%
Y11	3.03	3250	1719	15100	2292	9554	133%	63%
Y12	4.07	4366	454	29553	546	15622	120%	53%
Y13	4.07	4366	474	29464	590	10909	124%	37%
Sumas Parciales			10,779 kg	238,812 kg	16,386 kg	157,737 kg		
Sumas Totales			249,801 kg	249,801 kg	155,608 kg	166,755 kg		

En las siguientes imágenes se muestra gráficamente los valores obtenidos como resultado de la comparación de las fuerzas sísmicas sin considerar el periodo de la estructura con el Método Sísmico Estático contra el Método Sísmico Dinámico, figuras 4.81 y 4.82 y las figuras 4.83 y 4.84 considerando el periodo fundamental de la estructura.

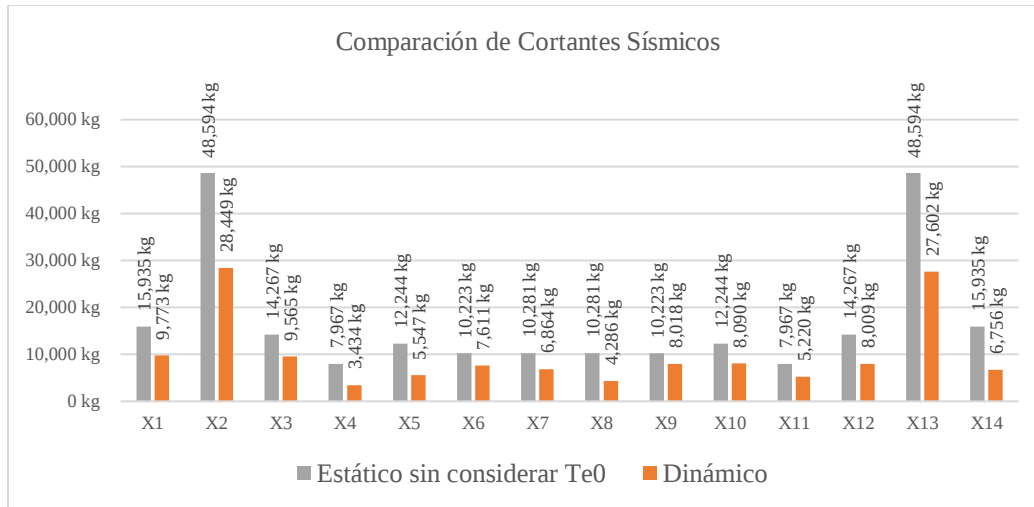


Fig. 4.81 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Estático sin estimar el periodo de la estructura y M. Dinámico en dirección X.

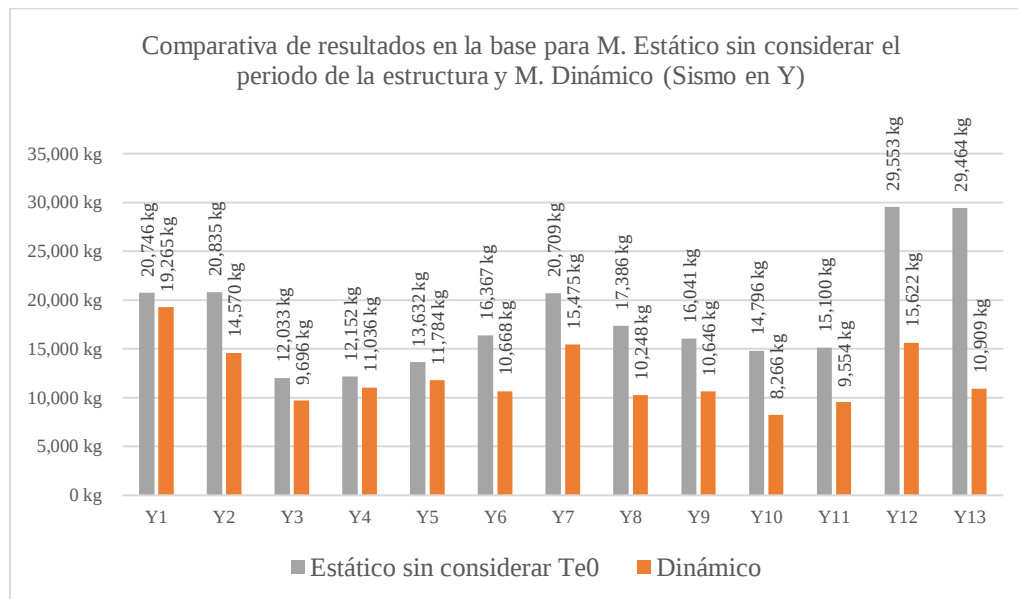


Fig. 4.82 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Estático sin estimar el periodo de la estructura y M. Dinámico en dirección Y.

Los datos mostrados en las gráficas de las figuras 4.81 y 4.82 para el caso de la aplicación del Método Sísmico Estático sin considerar el periodo de la estructura, la distribución de las fuerzas sísmicas en el eje X es proporcional debido a que los muros son simétricos en planta en esta dirección, caso contrario para el eje Y, se observa que existe un incremento en los cortantes que están más alejado del origen y las fuerzas sísmicas no se distribuyen de forma proporcional debido a la distribución en planta de muros esta es sensiblemente simétrica respecto a este eje; se observa que en el caso de la aplicación del Método Sísmico Dinámico existe cierta reducción en las fuerzas

sísmicas y la distribución de las mismas es relativamente proporcional en la dirección X, mientras que para el eje Y absorben más cortantes los muros ubicados cerca del origen así como el muro que está en el centro de la edificación en esa misma dirección.

Tabla 4.36 Comparación de las fuerzas sísmicas considerando el periodo de la estructura para ambas direcciones.

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL								
Muro	longitud	Wmuro	SISMO ESTATICO		SISMO DINAMICO		relacion	%
			Vactuante considerando Te0		Vactuante			
			X	Y	X	Y		
X1	1.68	1802	12940	87	9773	194	76%	223%
X2	3.02	3240	39461	1875	28449	2155	72%	115%
X3	1.68	1802	11586	88	9565	90	83%	102%
X4	0.91	976	6470	67	3434	70	53%	105%
X5	1.42	1523	9943	81	5547	173	56%	213%
X6	1.43	1534	8302	1874	7611	1918	92%	102%
X7	1.37	1470	8349	115	6864	201	82%	175%
X8	1.37	1470	8349	119	4286	201	51%	169%
X9	1.43	1534	8302	1981	8018	1866	97%	94%
X10	1.42	1523	9943	96	8090	157	81%	163%
X11	0.91	976	6470	80	5220	56	81%	70%
X12	1.68	1802	11586	117	8009	69	69%	59%
X13	3.02	3240	39461	2678	27602	1698	70%	63%
X14	1.68	1802	12940	115	6756	172	52%	150%
Sumas Parciales			194,102 kg	9,372 kg	139,223 kg	9,018 kg		

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL								
Muro	longitud	Wmuro	SISMO ESTATICO		SISMO DINAMICO		relacion	%
			Vactuante considerando Te0		Vactuante			
			X	Y	X	Y		
Y1	4.07	4366	369	17689	713	19265	194%	109%
Y2	4.07	4366	385	17765	765	14570	199%	82%
Y3	3.03	3250	1290	10245	2069	9696	160%	95%
Y4	3.03	3250	1396	10347	2267	11036	162%	107%
Y5	4.14	4441	177	11604	762	11784	431%	102%
Y6	4.07	4366	263	13945	431	10668	164%	76%
Y7	4.07	4366	994	17649	2063	15475	208%	88%
Y8	4.07	4366	263	14813	614	10248	233%	69%
Y9	4.14	4441	177	13654	691	10646	391%	78%
Y10	3.03	3250	1290	12595	2582	8266	200%	66%
Y11	3.03	3250	1396	12856	2292	9554	164%	74%
Y12	4.07	4366	369	25198	546	15622	148%	62%
Y13	4.07	4366	385	25122	590	10909	153%	43%
Sumas Parciales			8,753 kg	203,483 kg	16,386 kg	157,737 kg		
Sumas Totales			202,855 kg	212,855 kg	155,608 kg	166,755 kg		

Los datos mostrados para ambas direcciones de los cortantes obtenidos con el Método Sísmico Dinámico vs los resultados obtenidos con el Método Sísmico Estático estimando el

periodo fundamental de la estructura tabla 4.36 se aprecia que existe una reducción significativa en los resultados finales aproximadamente del 23% y 21% en dirección X y Y respectivamente.

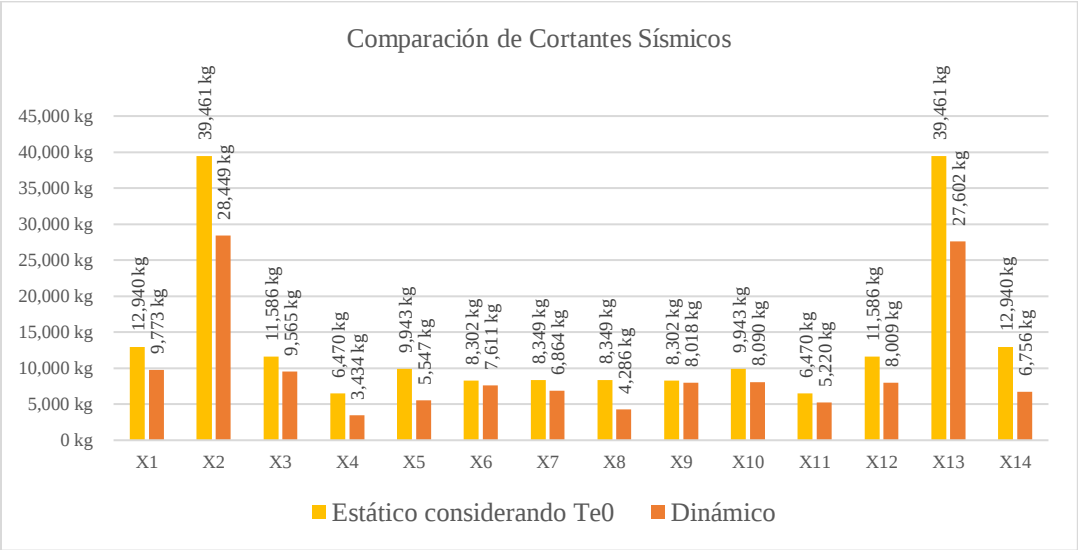


Fig. 4.83 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Estático estimando el periodo de la estructura y M. Dinámico en dirección X.

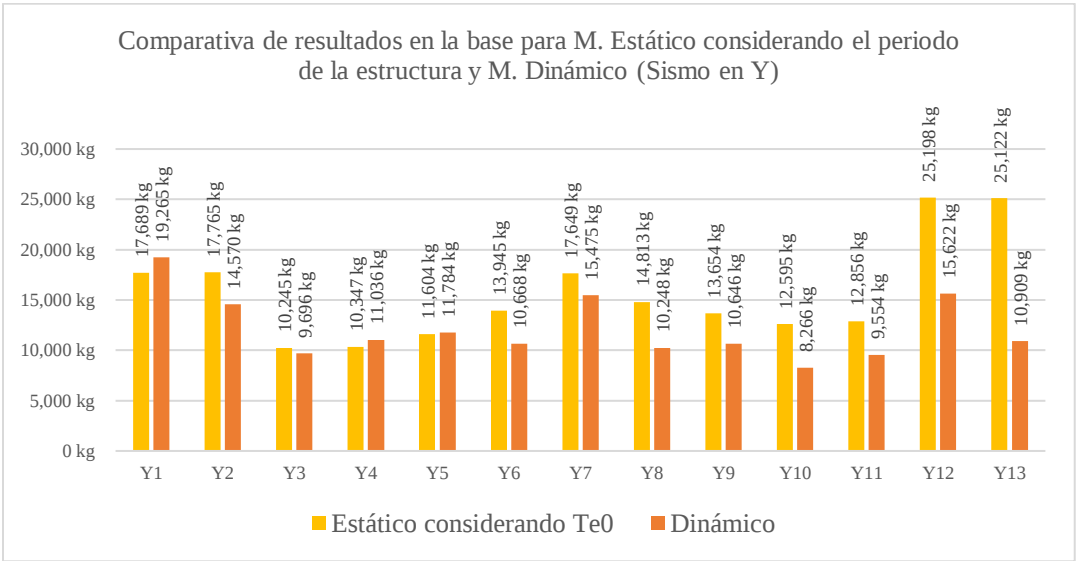


Fig. 4.84 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Estático estimando el periodo de la estructura y M. Dinámico en dirección Y.

Los datos mostrados en las gráficas de las figuras 4.83 y 4.84 para el caso de la aplicación del Método Sísmico Estático estimando el periodo de la estructura, se observa que la distribución de las fuerzas sísmicas en el eje X guardan cierta proporcionalidad. Para el eje Y se observa que existe un incremento en los cortantes que están más alejado del origen y las fuerzas sísmicas no se

distribuyen de forma proporcional; se aprecia que para el Método Sísmico Dinámico existe cierta reducción en las fuerzas sísmicas y la distribución de las mismas es relativamente proporcional en la dirección X, mientras que para el eje Y absorben más cortantes los muros ubicados cerca del origen así como el muro que está en el centro de la edificación en esa misma dirección.

En la tabla 4.37 se muestra un resumen de los resultados para ambas direcciones de los cortantes obtenidos con los diferentes métodos propuestos.

Tabla 4.37 Comparación de las fuerzas sísmicas para ambas direcciones.

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION LONGITUDINAL									
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante Metodo Simplificado	SISMO ESTATICO				SISMO DINAMICO	
				Vactuante sin considerar Te0		Vactuante considerando Te0		Vactuante	
				X	Y	X	Y	X	Y
X1	1.68	1802	5073	15935	102	12940	87	9773	194
X2	3.02	3240	10512	48594	2196	39461	1875	28449	2155
X3	1.68	1802	5073	14267	103	11586	88	9565	90
X4	0.91	976	2162	7967	78	6470	67	3434	70
X5	1.42	1523	5643	12244	95	9943	81	5547	173
X6	1.43	1534	7832	10223	2199	8302	1874	7611	1918
X7	1.37	1470	5550	10281	134	8349	115	6864	201
X8	1.37	1470	5550	10281	140	8349	119	4286	201
X9	1.43	1534	7832	10223	2324	8302	1981	8018	1866
X10	1.42	1523	5643	12244	113	9943	96	8090	157
X11	0.91	976	2162	7967	94	6470	80	5220	56
X12	1.68	1802	5073	14267	137	11586	117	8009	69
X13	3.02	3240	10512	48594	3138	39461	2678	27602	1698
X14	1.68	1802	5073	15935	135	12940	115	6756	172
Sumas Parciales			83,691 kg	239,022 kg	10,989 kg	194,102 kg	9,372 kg	139,223 kg	9,018 kg

PROPIEDADES DE LOS MUROS ORIENTADOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL									
Muro	longitud	Wmuro	Vactuante Metodo Simplificado	SISMO ESTATICO				SISMO DINAMICO	
				Vactuante sin considerar Te0		Vactuante considerando Te0		Vactuante	
				X	Y	X	Y	X	Y
Y1	4.07	4366	11532	454	20746	369	17689	713	19265
Y2	4.07	4366	11532	474	20835	385	17765	765	14570
Y3	3.03	3250	10886	1589	12033	1290	10245	2069	9696
Y4	3.03	3250	12482	1719	12152	1396	10347	2267	11036
Y5	4.14	4441	15374	218	13632	177	11604	762	11784
Y6	4.07	4366	13204	324	16367	263	13945	431	10668
Y7	4.07	4366	16091	1224	20709	994	17649	2063	15475
Y8	4.07	4366	13204	324	17386	263	14813	614	10248
Y9	4.14	4441	15374	218	16041	177	13654	691	10646
Y10	3.03	3250	10886	1589	14796	1290	12595	2582	8266
Y11	3.03	3250	12482	1719	15100	1396	12856	2292	9554
Y12	4.07	4366	11532	454	29553	369	25198	546	15622
Y13	4.07	4366	11532	474	29464	385	25122	590	10909
Sumas Parciales			166,113 kg	10,779 kg	238,812 kg	8,753 kg	203,483 kg	16,386 kg	157,737 kg
Sumas Totales			249,805 kg	249,801 kg	249,801 kg	202,855 kg	212,855 kg	155,608 kg	166,755 kg

De los resultados para ambas direcciones de los cortantes obtenidos con los métodos propuestos, se puede apreciar que conforme se realiza un análisis más refinado, se obtienen fuerzas sísmicas menores.

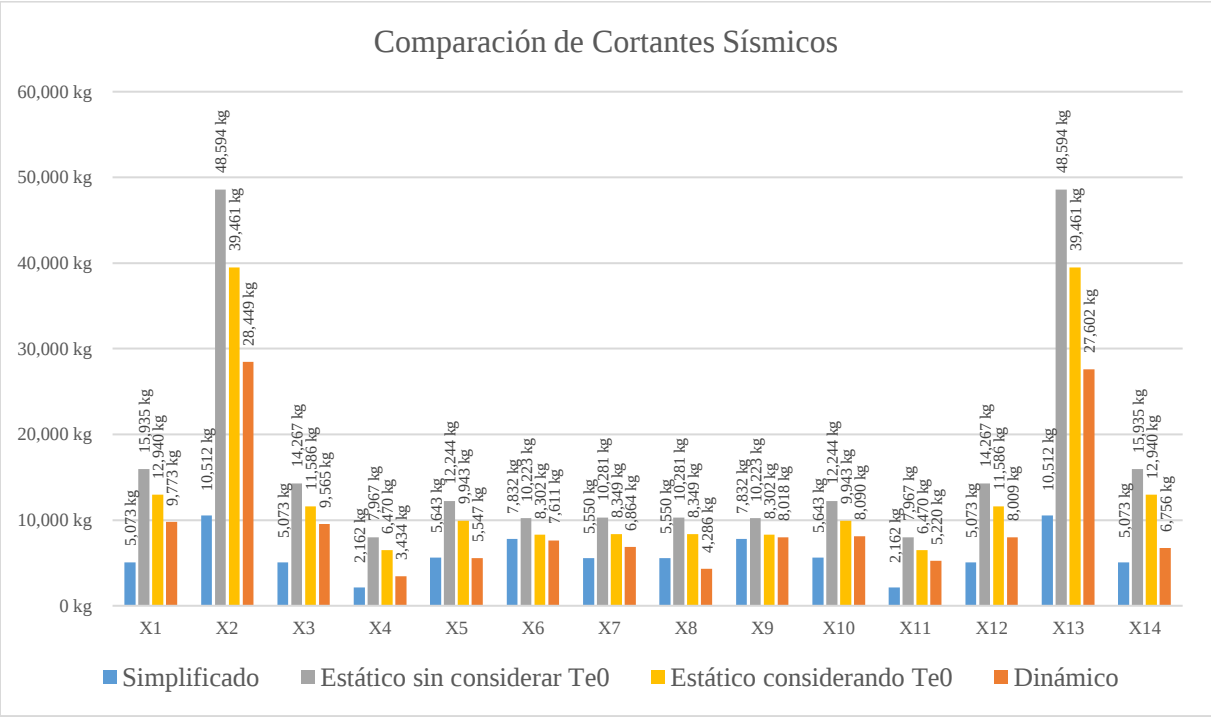


Fig. 4.85 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Simplificado, M. Estático y M. Dinámico en dirección X.

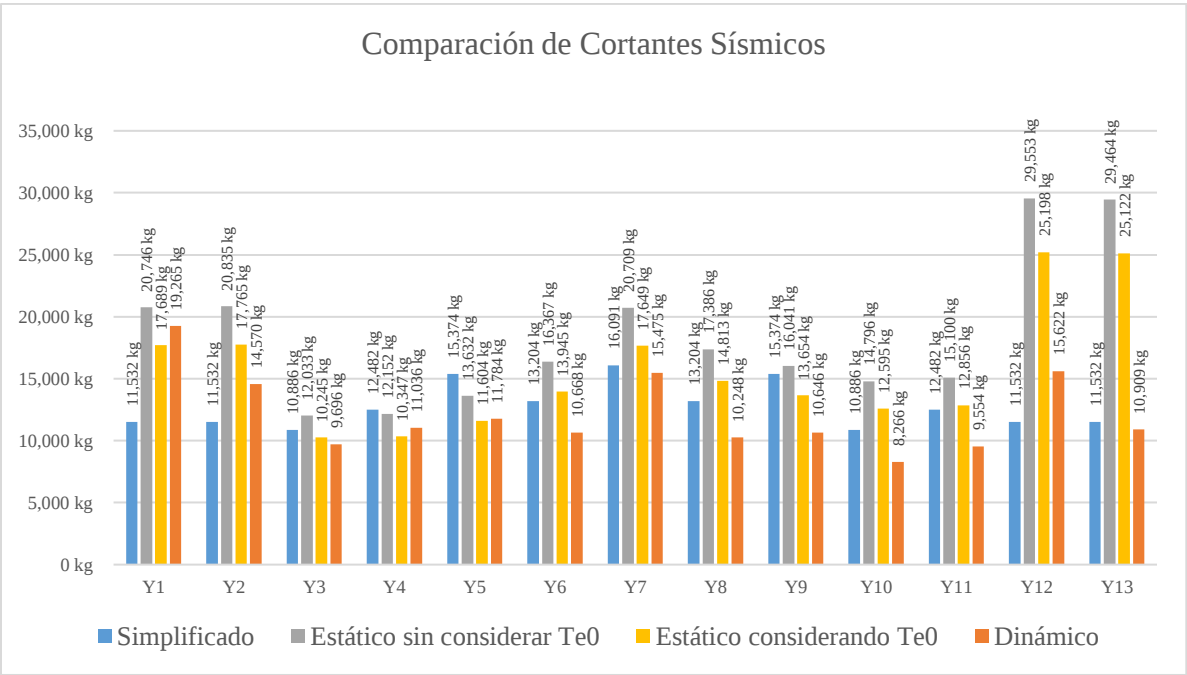


Fig. 4.86 Comparación de los cortantes sísmicos, M. Simplificado, M. Estático y M. Dinámico en dirección Y.

Para el edificio sometido a análisis por sismo en dirección X, se observa que los métodos Simplificado y Estático los cortantes obtenidos independientemente de su valor, se distribuyen de manera proporcional en los muros debido a que estas fuerzas se determinan suponiendo formas simples lineales para la variación de las aceleraciones con la altura ajustadas esto conlleva que el cortante basal de la estructura sea proporcional a la ordenada espectral multiplicada por el peso de la estructura, cabe resaltar que la distribución de muros en planta es simétrica en esta dirección, con el Método Dinámico la distribución de fuerzas tiene pequeñas variaciones esto se debe a la respuesta dinámica de la estructura ya que toma en cuenta la distribución de las masas y las rigideces.

De los resultados obtenidos en la dirección Y, se observa que únicamente para el Método Simplificado guarda la misma proporción en la distribución de cortantes para el Método Estático existe un incremento en los cortantes que están más alejado del origen; se aprecia que para el Método Dinámico existe cierta reducción en las fuerzas sísmicas asimismo absorben más cortantes los muros ubicados cerca del origen y el muro que está en el centro de la edificación como ya se había mencionado en la dirección Y.

Es importante resaltar que existe una reducción de fuerzas estimando el periodo de la estructura, esto nos indica que conocer el periodo fundamental de una estructura nos permite obtener fuerzas sísmicas menores.

4.15. Mallas de alambre soldado

Para los muros que no resisten fuerza cortante un procedimiento optativo es el uso de mallas de alambre soldado la normativa nos indica que se debe de anclar a la mampostería y a los elementos de confinamiento para que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia f_{yh} no debe ser mayor a 5000 kg/cm^2 . La malla deberá de anclarse con clavos y/o conectores a una distancia no mayor de 450 mm y se debe de colocar en los vanos de puertas y ventanas cubriendo completamente al elemento, además deberán cubrirse con un mortero tipo I con un espesor mínimo de 15 mm., el producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia $p_h f_{yh}$ no debe ser inferior a 3 kg/cm^2 . figura 4.87

La fuerza cortante resistida por el refuerzo se calcula como sigue:

$$V_{SR} = F_R n p_h f_{yh} A_T \quad (4.1)$$

Donde el valor de n se determina como sigue para muros sujetos a tensión:

$$n = k_1 n_s \quad (4.2)$$

De donde

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} \quad (4.3)$$

$$n_s = 0.5$$

El valor de k_1 no será menor que $1 - 0.1 f_{an} f'_m \alpha$

Para casos intermedios de H/L y f'_m se interpolara linealmente para obtener los valores de k_0 y n_s respectivamente; $\alpha = 0.045 \text{ (kg/cm}_2\text{)}^{-1}$

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1 f_{an} f'_m$ el valor n_s se multiplicara por $0.1 f_{an} f'_m / (p_h f_{yh})$.

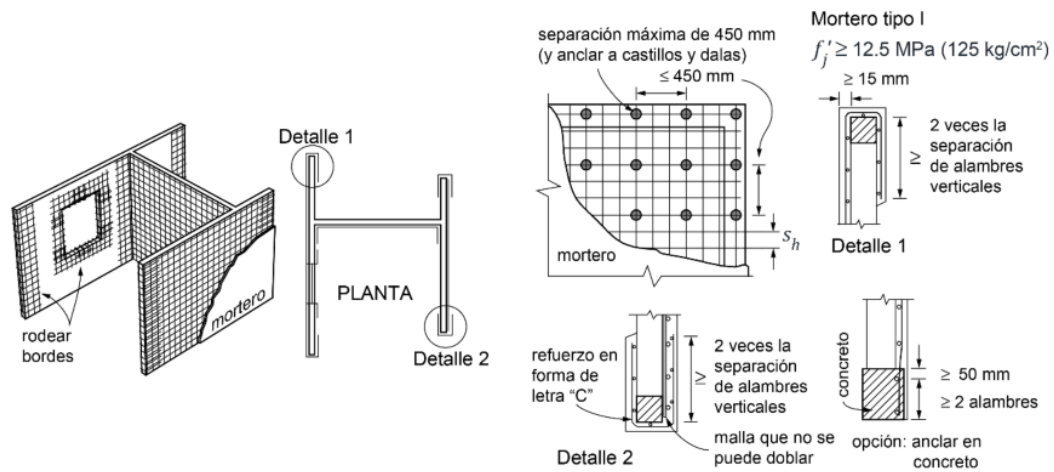


Fig. 4.87 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero

Conclusiones

- Comparando los resultados del método simplificado vs el método estático se concluye que los resultados son prácticamente iguales, sin embargo, la distribución de las fuerzas sísmicas en los muros son diferentes debido a que en el análisis sísmico simplificado el cortante se distribuye entre los muros proporcionalmente a su rigidez lateral relativa. Asimismo, se desprecian los efectos de torsión y los efectos bidireccionales y las distorsiones de entrepiso de manera importante, independientemente de la flexibilidad de diafragma y los efectos de esbeltez.
- En el análisis sísmico estático el programa distribuye las fuerzas sísmicas de acuerdo a la rigidez de los elementos y los muros que están orientados en la dirección del análisis reciben un cortante mayor respecto a los que se ubican perpendicular a la dirección del sismo, al realizar el análisis sísmico estático tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura se observa que las fuerzas sísmicas se reducen para el modelo en estudio hasta en un 19% respecto a las fuerzas sísmicas calculadas sin estimar el periodo; esto nos indica que el conocimiento del periodo fundamental de la estructura permite obtener fuerzas sísmicas menores.
- Al realizar el análisis con el método dinámico, se obtuvieron resultados aún menores, la condición que pide el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS-MDOC CFE) en su versión 2015. Para el uso de este método dice *“la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que el 70% de la que suministraría dicho análisis tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura”* con un análisis estático para nuestro caso, se obtuvo un 76% y 78% en la dirección X y Y respectivamente. Esto se debe a que en los análisis Dinámicos se pueden introducir más errores que en los Análisis Estáticos por lo que se debe de proteger de errores del lado de la inseguridad.
- Comparando los resultados obtenidos del edificio, con los tres métodos de análisis propuestos se concluye que el uso de un programa especializado de computadora, es fundamentales para la realización de trabajos donde se requiere técnicas de análisis matricial de estructuras, ya que facilitan una gran cantidad de cálculos numéricos, así como la realización del modelo que nos permite introducir las variables de cálculo de acuerdo a

la normatividad vigente. La aplicación del método simplificado conduce a diseños menos conservadores que los que se obtienen con el método estático. Asimismo, se puede decir que conforme se realiza un análisis más refinado, se obtienen fuerzas sísmicas menores las cuales permitirán realizar un diseño óptimo de las estructuras.

Recomendaciones

- Para fines de análisis se recomienda utilizar un Método de análisis Dinámico en comparación con un Método Estático.
- Para fines de pre diseño se recomienda el Método Simplificado.

REFERENCIAS

Bazán, Enrique; Meli, Roberto. 2012. Diseño Sísmico de Edificios. México: Limusa.

Edificaciones de Mampostería para Vivienda, 2000. Fundación ICA, A.C. México

Meli Piralla Roberto. 2015. Diseño Estructural, 2ª edición. México: Limusa.

Mena Hernández Ulises, Pérez Rocha Luis Eduardo. 2015. Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

NTCM-CDMX 2017. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México

Olvera Montes Alfonso E., Espino Marques Luis I., Gallo Ortiz Gabriel O. 2011. Diseño Estructural de Casa Habitación; 3ª edición. México: Mc GRAUW-HILL/Interamericana Editores S.A. de C.V.